



**INSTITUTO POLITÉCNICO
DE VIANA DO CASTELO**

Ricardo Filipe Oliveira Rodrigues

**OTIMIZAÇÃO DO PROCESSO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE
FUNDAÇÕES DIRETAS COM RECURSO À METODOLOGIA BIM**

Mestrado em Construções Civas
Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Patrício Rocha

Novembro de 2014

Dissertação para defesa de tese

Agradecimentos

Além do desafio de elaborar esta tese ainda é mais desafiante expressar por palavras o meu agradecimento às pessoas que me acompanharam e sempre foram leais.

Agradeço em primeiro lugar ao orientador Professor Doutor Patrício Rocha pela compreensão, paciência, apoio, dedicação e todo o conhecimento transmitido que tornou possível a realização desta dissertação.

Ao Doutor Nuno Vitorino, o meu profundo agradecimento por me ajudar nos momentos mais complicados na dissertação estando sempre disponível para me apoiar.

A todos os meus amigos pelos momentos vividos de alegria, companheirismo e partilha de momentos menos bons sendo eles: Ricardo Almeida, Helena Soares, Pedro Sousa, Carlos Gomes e Pedro Silva.

Aos meus pais e irmã por serem o meu pilar nesta vida, a vocês devo tudo o que consegui e espero ser alguém que vocês se possam orgulhar no futuro.

“Todas as vitórias ocultam uma abdicação”

(Simone de Beauvoir)

Resumo

O desenvolvimento tecnológico atual relacionado com o planejamento e modelação de um projeto não tem tido o impacto esperado em relação à diminuição de erros na fase inicial de planificação de uma obra.

Revit e *Archicad*, programas de modelação e cálculo, têm tentado contrariar esta tendência com a implantação da aplicação **BIM**, que trouxe uma forma diferente de trabalhar, reduzindo significativamente as falhas encontradas no planejamento e execução de obra.

Aliado a este princípio, seria importante desenvolver e melhorar umas das áreas mais importantes e ao mesmo tempo com mais índice de erro na engenharia civil. As fundações superficiais surgem muitas vezes como uma incógnita, para os projetistas, quando não tem informação útil para admitir no projeto.

Seguindo este raciocínio, nesta dissertação oferecer uma melhor base de informação, através do *visual basic*, quando se elabora um pré dimensionamento em situações de desconhecimento do tipo de solo e suas características.

Além disso, através da aplicação **BIM**, será explorada o modo de trabalho do *revit* relacionado com as fundações, criando alternativas de introdução de dados.

A fase final da dissertação terá uma aplicabilidade prática, analisando as sondagens realizadas no edifício sustentável de Viana do Castelo, propondo uma das várias opções de fundações superficiais.

Palavras-chave: BIM, geotecnia, Revit, estratos, visual basic.

Abstract

The current technological development related to the project's plan and modeling and the possibility to use this developments to decrease the mistakes in the initial phase of the construction work's planning is not having the expected impact.

Revit e Archicad are modeling and calculation softwares which are countering this tendency with the implementation of an application called BIM. This application brings a different way to work reducing significantly the flaws that are found during the planning and the construction work.

Considering this principle it is important to develop and improve one of the most important engineering fields which has one of the highest error index, the shallow foundations. The foundation appears as an unknown to the engineer when there is no information and it is necessary to arbitrate the data.

Considering these evidences, the objective of this dissertation is to offer information about the pre-design when the type of soil and its characteristics are unknown, through the software *visual basic*.

Beyond that and using the application BIM, the operating mode of foundations in the software *revit* will be explored and alternatives will be created to the data introduction.

The final part of the dissertation has a practical application, the analysis of soundings from a sustainable building in Viana do Castelo. For this task different shallow foundations were proposed.

Keywords: BIM, geotechnics, Revit, layers, visual basic.

Índice

Índice	V
1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Motivação	2
1.3. Objetivo do trabalho	3
1.4. Organização de dissertação.....	4
2. Revisão bibliográfica	5
2.1. BIM - Conceitos gerais	5
2.1.1 Vantagens e desvantagens BIM.....	7
2.1.2 BIM associado ao Revit.....	9
2.1.1 BIM na geotecnia.....	11
2.2. Característica do solo para dimensionamento de fundações superficiais.....	12
2.2.1 Tipos de fundações superficiais.....	16
2.2.2 Pré- dimensionamento e dimensionamento de fundações superficiais.....	19
2.2.3 Coeficientes de segurança.....	21
3. BIM na geotecnia	23
3.1. Estratificar o terreno	23
3.2. Introduzir referências de cada um dos estratos.....	27
4. Gestão de referência geotécnica.....	33
4.1. Principais ensaios de campo	33
4.1.1 Ensaio SPT	33
4.1.1.1 Realização do ensaio	34
4.1.2 Ensaio CPTU	35
4.1.2.1 Realização do ensaio	35
4.1.3 DP	36
4.1.3.1 Realização do ensaio	37
4.1.4 PLT	38
4.1.4.1 Realização do ensaio	39
4.1.5 CHT ou DHT	39
4.1.5.1 Realização do ensaio	40

4.1.6	VST.....	41
4.1.6.1	Realização do ensaio	41
4.1.7	SBPT.....	42
4.1.7.1	Realização do ensaio	43
4.1.8	PMT	44
4.1.8.1	Realização do ensaio	44
4.1.9	DMT	45
4.1.9.1	Realização do ensaio	46
4.1.10	Parâmetros dos ensaios in situ	47
4.2.	Principais ensaios de laboratório	48
4.2.1	Análise granulométrica por peneiramento/sedimentação	48
4.2.2	Desgaste por abrasão Los Angeles	48
4.2.3	Ensaio de compactação Proctor	49
4.2.4	Ensaio de limite de liquidez e plasticidade	50
4.2.5	Ensaio Triaxial.....	51
4.2.5.1	Realização do ensaio	51
4.3.	Tipologia do solo	52
4.3.1	Granulometria	53
4.3.2	Constituição/Compacidade	54
4.3.3	Presença de bedrock	56
4.3.4	Origem do solo	57
5.	Dimensionamento de fundações	59
5.1.	Dimensionamento em <i>visual basic</i>	64
5.2.	Sapata isolada	72
5.3.	Sapata isolada com lintel de fundação	74
6.	Caso de estudo.....	77
6.1.	Dimensionamento Edifício Sustentável.....	78
6.2.	Dados admitidos no <i>software</i>	87
7.	Conclusões	101
7.1.	Principais conclusões.....	101
7.2.	Objetivos cumpridos	102
7.3.	Desenvolvimentos futuros	103
	Referências	105

Anexos.....	cvii
Anexo I.....	cviii
Anexo II.....	cix
Anexo III	cx
Anexo IV	cxi
Anexo V	cxii

Índice de figuras

Figura 2.1 - Desenvolvimento do BIM [3].	5
Figura 2.2 Radar CH, 1984 [3].	6
Figura 2.3 Quadro estatístico das empresas no inquérito [4].....	7
Figura 2.4 Método de trabalho tradicional [3].	10
Figura 2.5 Método de trabalho com BIM [3].	10
Figura 2.6 Estratificação de um terreno com nível freático [15].	12
Figura 2.7 Diferentes tipos de excentricidade [24].	17
Figura 2.8 Sapata continua [26].	17
Figura 2.9 Sapatas agrupadas com viga de fundação [28].	18
Figura 2.10 Ensoleiramento geral [28].	18
Figura 3.1 Modelação topográfica.	24
Figura 3.2 Vista simplificada em planta da topografia.	25
Figura 3.3 - Introdução de uma nova superfície.	26
Figura 3.4 - Exemplo de corte no projeto.	27
Figura 3.5 - Escolha do tipo de solo.	28
Figura 3.6 - Propriedades mecânicas da água.	29
Figura 3.7 - Parâmetros para definição de um solo.	30
Figura 4.1 - Ensaio SPT [35]	34
Figura 4.2 Ensaio de Cone. [35].....	36
Figura 4.3 - Dynamic probing tests (DP). [35]	37
Figura 4.4 Plate Load Test (PLT). [35]	38
Figura 4.5 - Esquema de ensaio PLT. [35]	39
Figura 4.6 - Ensaio DHT [35].	40

Figura 4.7 - Ensaio VST. [35]	42
Figura 4.8 - Ensaio SBPT. [35]	43
Figura 4.9 - Ensaio PMT [35].....	45
Figura 4.10 - Ensaio DMT. [35]	46
Figura 4.11 - Curva de compactação para solos diferentes [41].....	49
Figura 5.1 Painel principal de introdução de dados.....	65
Figura 5.2 Introdução de dados para o método 1.....	66
Figura 5.3 Painel principal do método 2.....	68
Figura 5.4 Introdução de cargas no <i>visual basic</i>	70
Figura 5.5 Fatores corretivos e meio inserido da sapata.....	72
Figura 5.6 Dimensionamento de sapata isolada	73
Figura 5.7 Assentamento obtido para cada sapata.....	74
Figura 5.8 Dimensionamento do lintel	75
Figura 5.9 Análise de resultados.....	76
Figura 6.1 Local de estudo – Instituto Politécnico de Viana do Castelo	77
Figura 6.2 Esquema estrutural edifício sustentável “LF” – Lintel de fundação	78
Figura 6.3 Esquema estrutural inicial de cálculo (Pilar 1 a 12).....	80
Figura 6.4 Pontos do ensaio SPT	84
Figura 6.5 Estratificação do terreno.....	86
Figura 6.6 Dados inseridos – Método 2.....	88
Figura 6.7 Dados das cargas e comprimento dos lintéis.....	90
Figura 6.8 Dados inseridos – Fronteira rígida	91
Figura 6.9 – Dimensionamento de sapatas	93
Figura 6.10 Assentamento de sapatas	94
Figura 6.11 Dados inseridos método 1	95
Figura 6.12 Dimensionamento de fundações.....	96
Figura 6.13 Análise de resultados.....	98

Índice de tabelas

Tabela 2.1 Características dos vários tipos de solo.	13
Tabela 4.1 - Tabela adaptada de Manuel de Matos Fernandes.	47
Tabela 4.2 - Relação de índice de vazios mínimos e máximos.	55
Tabela 4.3 Relação entre resistência à penetração e compactidade.....	55
Tabela 4.4 - Classificação dos maciços rochosos [50].	58
Tabela 6.1 Medidas e direções dos lintéis de fundação.....	81
Tabela 6.2 Dimensões e esforços dos pilares	82
Tabela 6.3 Dados geotécnicos considerados	85

Símbolos e abreviaturas

Alfabeto Latino

BIM - Building information modeling

EC7 – EuroCódigo 7

Vd – Componente normal à fundação

Rd – Valor de cálculo da resistência

qul- Capacidade de carga de uma fundação

Qult- Carga de rotura

B- Largura da sapata

L- Comprimento da sapata

c – Coesão

F - Coeficiente de segurança

Q - Máxima força normal à base da fundação descarregada pela estrutura

SPT - Standard Penetration Test

CPTU - Ensaio com o piezocone- penetrómetro holandês

CPTu - Piezocone penetratrion test

qc- Resistência de ponta

fs - resistência lateral

u - poro-pressões

DP- Ensaio penetrômetro dinâmico

PLT -teste de carga em placa

Id - Índice de compacidade

N_{spt} - índice de resistência à penetração

DHT - Down hole seismit test

CHT - Down hole seismit test

VST - Vane test

SBPT -Ensaio com pressiómetro autoperfurador

K₀ - Impulso em repouso

PMT - Pressuremeter test

DMT - Flat dilatometer test
W5 - Grau de alteração
W4-5 - Grau de alteração
SIMR - Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas
W2-3 - Grau de alteração
W3- Grau de alteração
W3-W4 - Grau de alteração
s – assentamento
E - módulo de deformabilidade
UU - Ensaio não consolidado não drenado
CU - Ensaio não consolidado drenado
CD - Ensaio consolidado drenado
Is- Coeficientes corretivos
Xz - Xistos andaluzíticos
Tv - Terra vegetal
Co - Depósitos coluvionares
N₆₀ – Ensaio SPT corrigido
N - Número de pancadas
q_t – Resistência total de ponta
f_s – Resistência lateral do ensaio
u – Pressão neutra
c_u – Resistência não drenada
c_v – Volume constante
Δq_s – Sobrecarga aplicada à superfície
c' – Coesão efectiva
I_{DMT} – Índice do material do ensaio DMT
K_{DMT'} – Índice da tensão horizontal do ensaio DMT
G₀ – Módulo de distorção elástico
S_t – Assentamento de fundação superficial
Ψ – Pressão interior
G – Centro de gravidade
E_{PMT} – Módulo pressiométrico

P_0 – Pressão de contacto

p_1 – Pressão de expansão

V_s – Carga vertical aplicada a uma fundação

V_p – Velocidade de propagação das ondas de compressão

S_c, S_q e S_γ - Fatores corretivos da capacidade resistente de uma fundação superficial tendo em conta a forma da fundação

i_c, i_q e i_γ - Fatores corretivos da capacidade resistente de uma fundação superficial tendo em conta a inclinação da fundação

f_c, f_q e f_γ - Fatores corretivos da capacidade resistente de uma fundação superficial tendo em conta a proximidade do firme

g_c, g_q e g_γ - Fatores corretivos da capacidade resistente de uma fundação superficial tendo em conta a inclinação da superfície do terreno

b_c, b_q e b_γ - Fatores corretivos da capacidade resistente de uma fundação superficial tendo em conta inclinação da base de fundação

Alfabeto grego

θ – Ângulo de atrito

σ – Tensão normal ao plano

τ - Resistência ao corte

φ' - Angulo de resistencia ao corte efectivo

Σ – Sigma

β – Beta

ν - Coeficiente de poisson

1. Introdução

1.1. Enquadramento

Building information modeling (**BIM**) é um conceito, concretizado através de programas informáticos, que permite desenvolver novas atividades de modo diferente na área da engenharia civil.

Ainda a ganhar o seu espaço em Portugal e a ser aceite pela comunidade da engenharia e arquitetura, o **BIM** tem aos poucos e poucos implementado medidas mais rigorosas e minuciosas nos projetos de engenharia civil reduzindo consideravelmente os erros técnicos e o tempo de execução de projeto.

Em 1962, Douglas C. Englebart dá os primeiros passos no desenvolvimento do **BIM** criando uma série de dados e especificações de uma laje e paredes de betão com o seu trabalho na computação. Desde aí várias pessoas especializadas em computação e programação deram molde ao projeto criando uma interface gráfica. Na atualidade, o **BIM** ainda está a ser melhorado sendo disputado pelos Estados Unidos, Europa Ocidental e Rússia para obter um auxiliar de arquitetura e engenharia perfeito. Os trabalhos em **CAD 2D** são um dos *softwares* a serem excluídos no futuro a quando da chegada da aplicação **BIM** que trabalha em 3D [2]

Requisitado atualmente por vários *softwares* de engenharia e arquitetura o **BIM** permite criar um trabalho detalhado de tudo aquilo que está a ser realizado independentemente da área em que está a ser utilizado: Estruturas, instalações de redes, planeamento de obras, orçamentação e geotecnia são apenas algumas das ferramentas que o **BIM** tem ao seu dispor.

Expecta-se que com o passar dos anos, o **BIM** tome o controlo de todo o ciclo de vida dos edifícios (desde o planeamento, passando pela conceção e construção, até à exploração e manutenção) tornando-se numa dependência positiva de quem trabalha nesta área de atividade.

Os problemas atuais no desenvolvimento e planeamento de um projeto têm um peso acrescido na eficiência de execução na engenharia civil que pode ser corrigido pelo **BIM**.

Uma das áreas mais precárias na construção civil é a geotecnia que conta com todo o processo de avaliação de uma fundação desde os ensaios *in situ* à topografia.

É de facto complicado para o projetista admitir uma fundação sem se basear em dados realistas quando estes praticamente não existem.

O enquadramento das fundações na fase de projeto é parte importante desde a estratificação de um solo, o tipo de solo existente na fundação e as características mais importantes de cada uma das camadas.

Qualquer tipo de fundação deve, em fase de pré-dimensionamento, ter todos os dados possíveis para que seja possível minimizar os erros acompanhando assim a eficiência que o **BIM** tentar incutir.

1.2. Motivação

A presente dissertação tem como motivação ajudar a reduzir os erros de projeto na área da geotecnia sugerindo a fundação mais vantajosa, numa análise económica, dentro das soluções mais correntes.

Para que tal seja possível é necessário avaliar quais os parâmetros e características fundamentais para o dimensionamento de fundações. A análise de uma fundação, por regra é efetuada através de ensaios *in situ* mas em determinados casos tal não é realizado. Partindo deste princípio é necessário admitir todas as opções possíveis no processo de avaliação de uma fundação tais como:

- **Ensaio geotécnicos** – A fase inicial de reconhecimento do tipo de fundação que estaremos a trabalhar passa pela a realização de ensaios geotécnicos. Nos casos em que tal não seja possível realizar é necessário considerar parâmetros que sejam coerentes e seguros na fase posterior de dimensionamento.
- **Parâmetros de dimensionamento** – Os ensaios de campo são diversificados e é crucial adaptar cada um deles ao solo em estudo em função dos parâmetros mais influentes no dimensionamento. Portanto é necessário escolher o ensaio mais vantajoso e rentável.
- **Análise comparativa** – O peso da economia atualmente é das parcelas mais influentes na escolha de uma fundação. É necessário uma análise comparativa entre as fundações mais correntes de modo a obter melhor rentabilidade económica.

1.3. Objetivo do trabalho

A vasta influência imposta pelo **BIM** nos *softwares* utilizados recentemente na engenharia ainda está em fase de aceitação por parte de quem poderá usufruir das suas vantagens. Reparando que o **BIM** ainda não conquistou a totalidade da comunidade técnica e não duvidando do seu potencial futuro, parte da engenharia tomar o controlo da situação para estar preparada em relação às mudanças que serão impostas na construção civil.

Apesar de esta aplicação trazer mudanças no modo de trabalhar no dia-a-dia ainda surgem dúvidas por parte dos utilizadores no que toca aos argumentos e resultados finais de determinadas áreas, como a geotecnia, levando-nos a tomar a iniciativa quase como pioneiros.

O interesse em estar a par das novas tecnologias, com todas as vantagens que estas nos podem proporcionar, levou à definição do objetivo deste trabalho que, sumariamente, consiste em desenvolver um sistema prático de auxílio à seleção do tipo de fundação que melhor satisfaça as condições de estabilidade e de economia. O **BIM** permite fazer a ligação entre a teoria estudada e a prática através dos seus recursos de introdução e exportação de dados.

Como a tecnologia **BIM** ainda está pouco desenvolvida em Portugal é uma oportunidade de disponibilizar e divulgar novos argumentos viáveis para serem adotados na engenharia.

No entanto, mesmo sendo o objetivo principal proposto para esta dissertação a elaboração de um programa de cálculo que permita fazer o dimensionamento de fundações superficiais interligando os dados obtidos à tecnologia **BIM**, apenas a primeira parte foi possível cumprir. Na verdade, os programas de *software* disponíveis ainda dificultam a cominação automática de dados, tanto de elementos desenhados como de atributos escritos. Em consequência, decidiu-se que os resultados deveriam ser estruturados de forma simples que facilite a sua introdução automática nos projetos realizados em BIM.

1.4. Organização de dissertação

A presente dissertação é constituída por 7 capítulos:

No capítulo um é abordado a introdução ao tema desenvolvido. A introdução divide-se em quatro subtemas sendo eles o enquadramento, motivação, objetivos do trabalho e organização da dissertação.

No capítulo dois é realizado a revisão bibliográfica, dividida posteriormente por dois subtemas. Os subtemas são o **BIM** – Conceitos gerais e as características do solo para dimensionamento de fundações superficiais.

No capítulo três o tema desenvolvido é **BIM** na geotecnia evidenciando todos desenvolvimentos realizados no *software* em estudo. É dividido em dois subtemas sendo eles estratificar o terreno e introduzir referências de cada um dos estratos.

O capítulo quatro desenvolve o tema da gestão de referência geotécnica. Divide-se em três subtemas que pretendem caracterizar as abordagens do conhecimento do solo de fundação mais comuns: os principais ensaios de campo; principais ensaios de laboratório e a tipologia de solo.

No capítulo cinco o tema é o dimensionamento de fundações com três subtemas sendo eles dimensionamento em *visual basic*, sapatas isoladas e sapatas isoladas com lintel de fundação.

O sexto capítulo aborda o caso de estudo que inclui os subtemas: Dimensionamento edifício sustentável e os dados inseridos no *software*.

O sétimo e último capítulo aborda os subtemas: principais conclusões, objetivos cumpridos e desenvolvimentos futuros

2. Revisão bibliográfica

2.1. BIM - Conceitos gerais

BIM surgiu no final dos anos 70 com o objetivo de melhorar e interligar as várias áreas da engenharia civil tornando o mercado mais exigente e competitivo pois é possível juntar informações valiosas, distribuídas e coletadas durante o ciclo de vida do projeto removendo ineficiências nos processos mudando a forma como é possível partilhar e utilizar a informação.

O **BIM** tornou-se assim uma ferramenta importante no auxílio da modelação e da construção com uma tecnologia de informação inovadora [1].

Com a chegada do **BIM** a complexidade da modelação na construção civil subiu consideravelmente e foram substancialmente alargadas as opções disponíveis. Por outro lado, com esta ferramenta, a informação do produto (obra / edifício) recolhida permite fazer a ligação entre os processos a que este está sujeito durante as diferentes fases do projeto e seguintes

A figura abaixo (**Figura 2.1**) ilustra o desenvolvimento e utilização do **BIM** ao longo dos anos pelos engenheiros, arquitetos e empreiteiros.

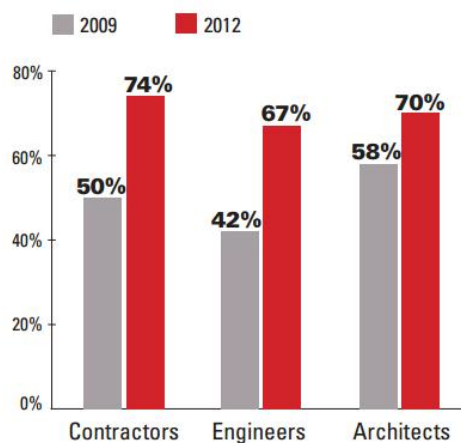


Figura 2.1 - Desenvolvimento do **BIM** [2].

Em 2007, 28% das empresas dos Estados Unidos já tinham instalado um programa de **BIM** nas suas empresas. Em 2009 este teve uma subida para 49% e em 2012 atingiu o valor de 71%.

O conceito **BIM** justificou a sua vasta aplicação na área da engenharia civil quando a sua utilização, em 2012, teve uma maior afluência por parte dos empreiteiros com 74% contra 67% e 70% dos engenheiros e arquitetos.

Um dos primeiros projetos em **BIM** com uma base de dados associada foi a **Building Description System**. Com uma interface gráfica inovadora de desenho e base de dados capaz de fornecer a informação do produto e fabricante.

O **software ARCHICAD** ganhou fama com a inclusão do **BIM** sendo utilizado no seu início para projetos de menor dimensão acabando depois por dominar o mercado. **Radar CH** (Figura 2.2) foi o **software** que o precedeu antes de este passar a **ARCHICAD** em 1984.



Figura 2.2 Radar CH, 1984 [3].

Em 2000 o **software Revit** alargou a concorrência no mercado tendo ganho ainda maior visibilidade quando a **Autodesk** comprou o programa. Num certo sentido, o **Revit** veio revolucionar a forma como passou a ser encarada a construção civil. Com a introdução do conceito **BIM** o **software** passou a oferecer novas ferramentas de trabalho que permitiram enormes ganhos de produtividade, como por exemplo: obtenção do mapa de quantidades e custos de materiais em tempo real; o alerta das interferências entre especialidades, etc.. [2].

2.1.1 Vantagens e desvantagens BIM

Um questionário realizado a 13 médias empresas de arquitetura permitiu recolher informações sobre as vantagens da adoção de **BIM** na engenharia civil [1].

BIM ainda se encontra em exploração e é importante referir as vantagens retiradas da aplicação **BIM** na atualidade visto que os argumentos teóricos lançados acerca do **BIM** variam de opinião para opinião.

A opinião da maioria dos arquitetos que trabalham em **BIM**, assim como é possível observar no gráfico da **Figura 2.3**, vai no sentido de considerar que o **BIM** tem como principal vantagem melhorar a qualidade dos projetos eliminando parte dos erros que neles exista. Além desta vantagem as empresas nomearam ainda mais quatro vantagens de que se destacam: facilitar modificações no projeto; diminuir o prazo de entrega do projeto; reduzir as horas de trabalho em cada projeto; e melhorar ou facilitar a apresentação dos projetos. As vantagens menos votadas mas com influência no inquérito foram, entre outras, a complexidade dos projetos e o aumento da exigência dos clientes face ao que lhes é mostrado.

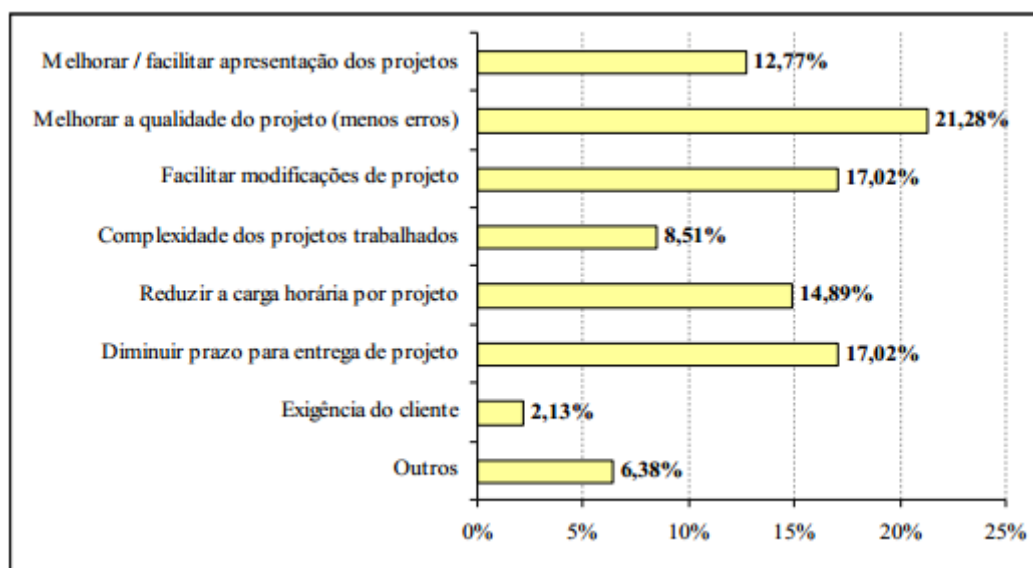


Figura 2.3 Quadro estatístico das empresas no inquérito [1].

As vantagens específicas argumentadas pelas empresas resumem-se a:

- Possibilidade de fazer simulações no *software*;
- Visualização 3D facilitada;
- Geração automática de quantitativos;
- Maior foco no projeto e menor preocupação nas formas de representação gráfica;
- Facilidade nas modificações de projeto;
- Diminuição de erros de projeto;
- Facilidade na passagem para uma nova fase de projeto;
- Maior agilidade de desenho quando comparada com os *softwares* tradicionais;

As desvantagens apresentadas pelas empresas estão relacionadas com a necessidade de alteração e aprendizagem da tecnologia em escritório e como facto de a aplicação **BIM** ser incompatível com parcerias envolvidas no projeto (16.67%), pois o **BIM** para se tornar eficaz necessita que a arquitetura e a engenharia partilhem o mesmo modo de funcionamento em relação à tecnologia utilizada.

Apesar de não ser uma desvantagem, as empresas mostraram relutância em arriscar e mudar de *software* (25%) e falta de tempo para implementar novas tecnologias (25%).

As desvantagens mais específicas enumeradas pelas empresas são:

- Dificuldades no próprio *software*;
- Tempo necessário para treinamento de pessoal;
- Tamanho dos arquivos gerados;
- Falta de compatibilidade com outros programas;
- Custo elevado do *software*;

O inquérito realizado, apesar de ter abrangido um número limitado de empresas, permitiu perceber que o **BIM** ainda precisa de ser explorado em relação à compatibilidade com outros programas e necessita de uma aprendizagem detalhada da variabilidade de opções que **BIM** pode dar. A maioria das empresas afirmou que com a implantação da aplicação **BIM** não teve uma redução na finalização dos trabalhos. Mas que na conceção a gama de produtos apresentados ao cliente foi alargada [1].

2.1.2 BIM associado ao Revit

A *autodesk* depois de adquirir os serviços do *revit* implementou progressos ao nível da utilização do *software* tanto por parte dos arquitetos como dos engenheiros. Estando focada no aumento do mercado e instalar os programas no maior numero de empresas possível, o *revit* também se dedicou ao desenvolvimento da parcela a ser utilizada pelos engenheiros especializados em estruturas. O progresso verificado teve influência na indústria e criando mais concorrência no mercado [2].

BIM está sempre associado a um determinado programa de engenharia ou arquitetura completando e adicionando novas informações e tarefas auxiliares ao projeto. Além disso os requisitos mínimos de compatibilidade de **BIM** são os modelos 3D com fácil implementação e que permite trocas de informação entre equipas de trabalho. Portanto é importante distinguir duas condições: No caso da modelação 3D apenas são criadas entidades gráficas, como linhas, arcos ou círculos. Apenas é uma representação gráfica sem qualquer outra informação extra. Com a introdução do BIM numa modelação 3D os objetos passam a ser distinguidos como componentes de um edifício (vigas, lajes, paredes). Depois da arquitetura desenvolvida é possível analisar a estrutura, a eficiência energética, os custos, etc. A integração dos elementos num único projeto leva, em princípio, a um menor custo e melhor qualidade.

A **Figura 2.4** e **Figura 2.5** ilustram o custo e efeito da aplicação do **BIM** na construção civil. Nota-se que a sua rentabilidade na engenharia civil é significativa principalmente na fase de documentação para construção em que o custo e esforço de execução da tarefa são praticamente nulos comparando com o método tradicional.

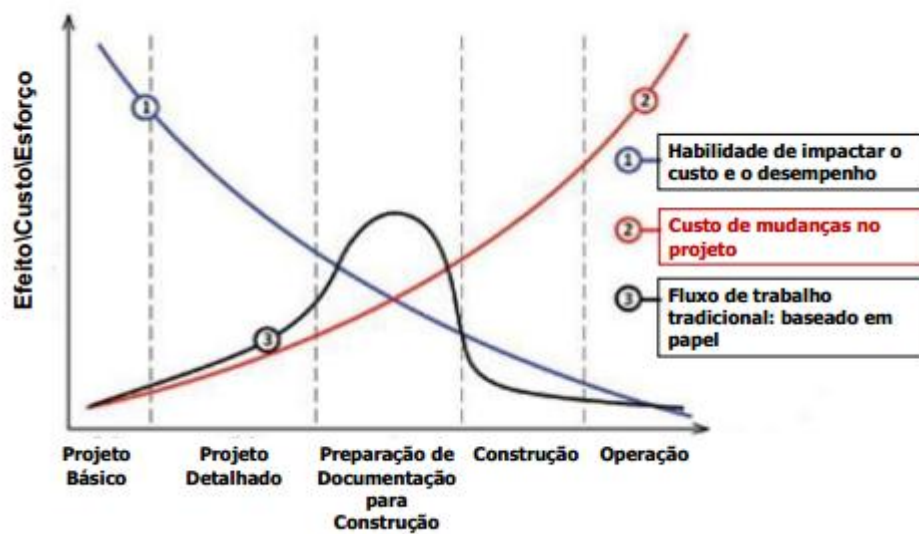


Figura 2.4 Método de trabalho tradicional [2].



Figura 2.5 Método de trabalho com BIM [2].

Um estudo realizado pela universidade de Stanford conclui que o **BIM** permite a eliminação de alterações orçamentais até 40%, precisão em 3% na estimativa de custos e redução até 80% no tempo para gerenciar orçamentos [9].

2.1.1 BIM na geotecnia

Ainda em desenvolvimento para melhorar alguns aspetos, as aplicações **BIM** tem dado boas indicações com auxiliar da engenharia. Hospedado em vários programas de engenharia, o **BIM** tem demonstrado que a sua utilidade passa os limites imaginados há décadas atrás na construção civil.

Por ser mais fácil a sua utilização legal (versão gratuita para educação), o *software* utilizado como auxiliar deste estudo foi o **REVIT**, programa pertencente à **Autodesk** e a última versão disponibilizada é o **REVIT2014**. Com algumas alterações em relação às versões anteriores, a que mais se destaca é a inclusão de três módulos, até agora separados, num único programa: Arquitetura; estruturas; e instalações. Dependendo do profissional que o está a utilizar, cabe a cada um a seleção do módulo que mais de adequa ao trabalho que se pretende realizar, sendo possível sobrepor os diferentes trabalhos eliminando erros e omissões.

O passo em frente que o **BIM** pode proporcionar ainda não é facilmente aceite pelas grandes/médias empresas por causa das modificações na política de trabalho, na organização do trabalho em grupo e nos avanços tecnológicos desconhecidos para quem pretende um novo rumo na engenharia civil [6].

As áreas de informação **BIM** passam por informações geográficas, quantidades e propriedades construtivas dos materiais e geometria. A modelação virtual de um edifício do “berço à cova” permite o controlo e desenvolvimento de várias tarefas como a análise construtiva, quantificação de trabalhos e mão-de-obra e processo de desmontagem no fim da vida útil. O **BIM** não é aplicado apenas à engenharia mas também à arquitetura e é esta última que normalmente inicia os trabalhos para posterior conclusão da engenharia.

Na arquitetura o avanço tecnológico observado é notório. Passou de uma simples representação em desenho de um projeto para uma estrutura desenhada e articulada [7].

A criação de uma fachada com recurso ao **BIM** é agora associada a determinadas propriedades, quantidades e se assim for necessário a um preço, retendo ao mesmo tempo, a informação que precisamos para utilização futura. O material constituinte (assim como o seu fabricante), as suas propriedades acústicas e térmicas, custos de material e orçamentação. Ainda se pode referir que a introdução de uma fachada, ou qualquer outro elemento em função das suas medidas, é sugerido pelo **BIM** que posteriormente pode ser editado [8].

O *software revit* permite ainda a criação de famílias apesar de também já existirem famílias no próprio programa ou adicionadas caso existam e estejam disponibilizadas para utilização futura. A passagem do *autocad* para o *revit* é notória na mudança de *layers* e blocos para famílias. No caso de estudo da geotecnia de um solo poderá ser necessário criar famílias caso estas não existam.

2.2. Característica do solo para dimensionamento de fundações superficiais

Para o dimensionamento de fundações superficiais é necessário fazer referência ao tipo de solos mais predominantes (**Tabela 2.1**). No caso de estudo as fundações superficiais serão dimensionadas tendo em vista uma rentabilidade económica. Dependendo das características do solo retiradas dos ensaios geotécnicos ou do conhecimento empírico do local será feita uma avaliação das características fundamentais do solo de fundação considerando-o composto por apenas um ou mais estratos.

Numa avaliação simplificada, a informação recolhida de cada tipo de solo (resistência), a figura abaixo ilustra (**Figura 2.6**) um possível exemplo de dimensionamento considerando os vários tipos de solo.

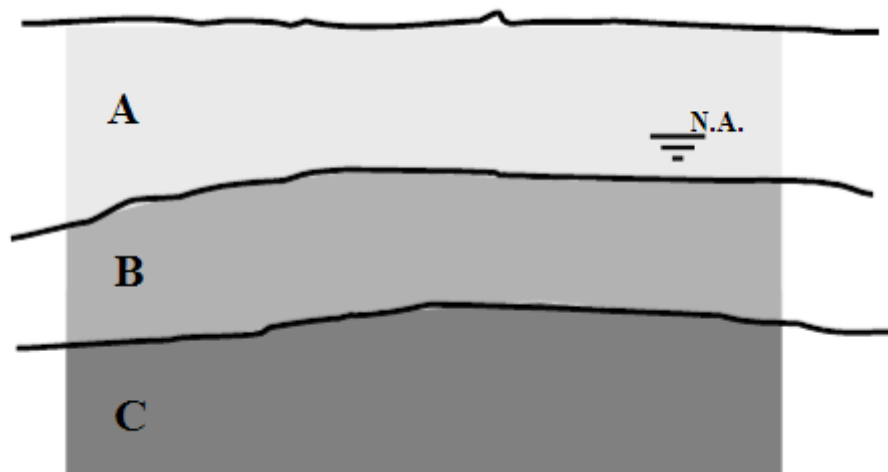


Figura 2.6 Estratificação de um terreno com nível freático [12].

Se o solo **A** tiver uma resistência igual ao solo **B** e **C** a implantação das fundações pode ser efetuada no solo **A**. Se só **A** é resistente a transmissão de cargas das fundações requer um estudo mais aprofundado. Só em caso de estruturas leves e um assentamento por consolidação é que se torna possível criar as fundações sobre o solo **A**. E por último se o solo **C** é resistente em detrimento do solo **A** e **B** que são fracos o apoio das fundações deve ser em **C**.

Tabela 2.1 Características dos vários tipos de solo. [12]

Grupo	Tipo de terreno	Tensão admissível (MPa)
Rochas	1 – Rochas maciças em estado são com resistência alta a muito alta, ígneas e metamórficas (granitos, diorito, basalto, gneiss).	100
	2- Rochas metamórficas, foliadas em estado são, com resistência media a alta (xisto ardosa).	30
	3- Rochas sedimentares em estado são com resistência média a alta (argilistos, siltitos, arenitos, calcários, não cavernosos).	40 a 40
	4 – Argilistos xistosos e outras rochas argilosas com resistência baixa a média.	5
	5- Rochas fragmentadas de qualquer espécie exceto rochas argilosas) com espaçamento entre juntas menor que 0,3m.	10
Solos incoerentes	1– Cascalhos e areias compactas	>6
	2- Cascalhos e areias de compactação média	2 a 6
	3 – Cascalhos e areias soltas	2
	4 – Areia compacta	>3
	5 – Areia de compacidade média	1 a 3
	6 – Areia Solta	< 1
Solos coerentes	1 – Argilas rijas e muito duras	3 a 6
	2 – Argilas duras	1.5 a 3
	3 – Argilas médias	0.75 a 1.5
	4 – Argilas moles	<0.75

As fundações superficiais, ou diretas, devem assegurar a transmissão de esforços entre a superestrutura e a fundação.

O solo inserido na área de construção deve garantir a resistência aos esforços sobre ele submetido, sendo importante garantir o conhecimento das características do terreno mas que não existam erros de dimensionamento.

Os parâmetros mais importantes para a resistência do solo são: resistência ao corte e deformabilidade.

A resistência ao corte pode ser definida pela máxima tensão de corte que um solo pode resistir antes da rutura ou a tensão de corte do solo no plano em que estiver a ocorrer a rutura. Este fenómeno ocorre devido ao deslizamento entre dois corpos sólidos ou entre partículas do solo. O atrito e a coesão são parâmetros que condicionam este fenómeno [12].

O atrito e coesão podem ser determinados através dos ensaios de campo em que maioritariamente é escolhido o SPT. Na fase inicial de interpretação de dados é importante recolher com rigor as características mais relevantes para um dimensionamento.

Segundo Cristiano Vieceli [12], a resistência por atrito entre as partículas depende do coeficiente de atrito e pode ser definida como a força tangencial necessária para ocorrer deslizamento de um plano.

O atrito entre as partículas é portanto crucial na resistência ao corte mas a coesão também tem a sua relevância.

A coesão é um dos parâmetros da resistência ao corte e que tem origem atração química entre partículas.

Dependendo dos solos e da sua estratificação, no caso dos solos granulares normalmente estes não são coesivos e o ângulo de atrito é um parâmetro que assume protagonismo na influência de um determinado solo.

Nos solos finos é necessário avaliar a coesão não drenada dado que o ângulo de atrito é quase zero [13].

A resistência ao corte (

Equação 2.1) depende também do estado drenado ou não drenado em que o solo se encontra. De acordo com o critério de rotura de **Mohr Coulomb**, a resistência ao corte é dada pela expressão:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi$$

Equação 2.1 Fórmula de cálculo de resistência ao corte

Em que a coesão (c) e ângulo de atrito (θ) são parâmetros da resistência do solo assim como a tensão normal ao plano (σ) como já foi citado acima.

No critério de rutura de **Mohr-Coulomb** a rutura dá-se quando a tensão de corte no plano de rutura alcança o valor de tensão de corte de rutura do material.

A deformação do solo depende das tensões e do seu nível freático. Este parâmetro da deformação do solo depende das ações que são transmitidas ao solo e estas podem variar dependendo do tipo de solo em que a fundação está apoiada. Nos solos arenosos e argilosos não saturados as deformações são rápidas, enquanto nos solos argilosos saturados as deformações são processadas lentamente, pois nos solos compressíveis e pouco permeáveis as suas deformações são observadas ao longo do tempo. Apesar de a resistência do solo não se relacionar diretamente com a deformabilidade é sensato considerar todos os parâmetros que possam limitar as ações máximas a que uma fundação está sujeita. É necessário avaliar o módulo de elasticidade, considerar os ensaios de carga e fazer uma avaliação empírica ou semi-empírica.

A pressão neutra é um parâmetro que indiretamente também influencia a capacidade de resistência ao corte e deformabilidade do solo. A deformabilidade do solo está dependente da variação da tensão efetiva, esta última está diretamente relacionada com as características do solo existente e o nível da pressão neutra [15].

Sendo assim para solos saturados na maioria das vezes o comportamento do solo em relação à deformabilidade e resistência ao corte é a diferença entre a tensão total e pressão neutra denominada por tensão efetiva. O próprio peso próprio do solo pode originar a ascensão da água em função das características do solo mas no caso dos solos argilosos, estes apresentam características que requerem uma maior atenção de estudo para dimensionamento de fundações. Apresentam baixa permeabilidade e resistência e a sua consolidação para prevenir assentamentos futuros é demorada. Em resumo, com a drenagem de água do solo a tensão efetiva aumenta tornando o solo mais resistente e menos

deformável. A aplicação de pré carga e drenos ajuda na aceleração da consolidação dos solos argilosos [16].

Os solos arenosos comparados com os argilosos apresentam índices de permeabilidade superior devido em parte ao índice de vazios apresentados. Obviamente dentro dos parâmetros dos solos arenosos a permeabilidade pode variar em função do tipo de granulometria (finos ou grossos) [17].

Em termos económicos acaba por ser menos rentável quando as fundações adotadas para as superestruturas são baseadas em construções vizinhas que cumpriram os seus requisitos sem problemas ou em majorações excessivas admitidas para o dimensionamento.

2.2.1 Tipos de fundações superficiais

Os tipos de fundações superficiais, como já foi dito anteriormente, são dimensionadas em função do tipo de solo que receberá as solicitações.

As **sapatas isoladas** têm a particularidade de o seu dimensionamento depender da excentricidade a que esta está sujeita. Os três casos existentes são a inexistência de excentricidade e excentricidade (**Figura 2.7**) em uma ou em duas direções. As sapatas isoladas devem ser consideradas quando o terreno tem características constantes, cargas concentradas, nível de carregamento pequeno ou médio e a superestrutura sem exigências especiais como os assentamentos diferenciais [19].

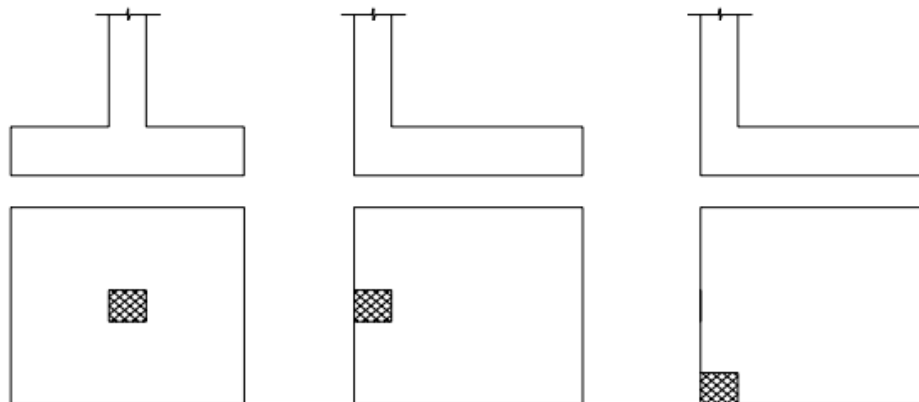


Figura 2.7 Diferentes tipos de excentricidade [21].

As **sapatas contínuas** (**Figura 2.8**) são um conjunto de sapatas isoladas alinhadas utilizadas em terrenos não uniformes, níveis elevados de carregamento e pouca capacidade resistente do solo sendo que normalmente quando recebem ações verticais, criando um carregamento uniformemente distribuído numa direção e tem a particularidade de poderem servir como apoio de paredes, muros e pilares [25].

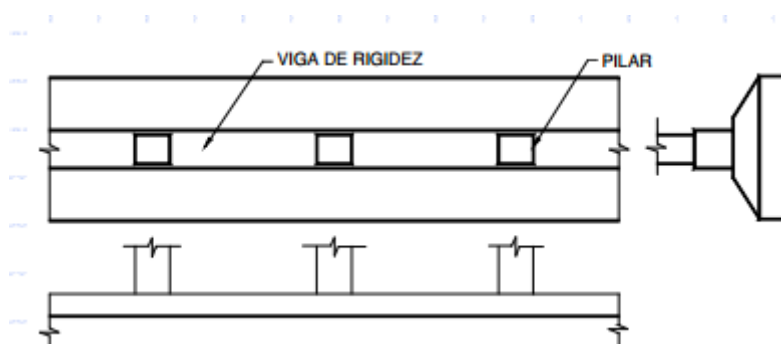


Figura 2.8 Sapata continua [21].

Quando existe o risco de assentamentos diferenciais ou quando é formado um momento fletor devido à excentricidade do pilar, **as vigas de equilíbrio** (**Figura 2.9**) são uma opção viável a considerar para manter o equilíbrio entre sapatas. Devido à excentricidade das sapatas, o momento fletor criado em função das solicitações transmitidas (valores altos) é transferido e absorvido pela viga de fundação [22].

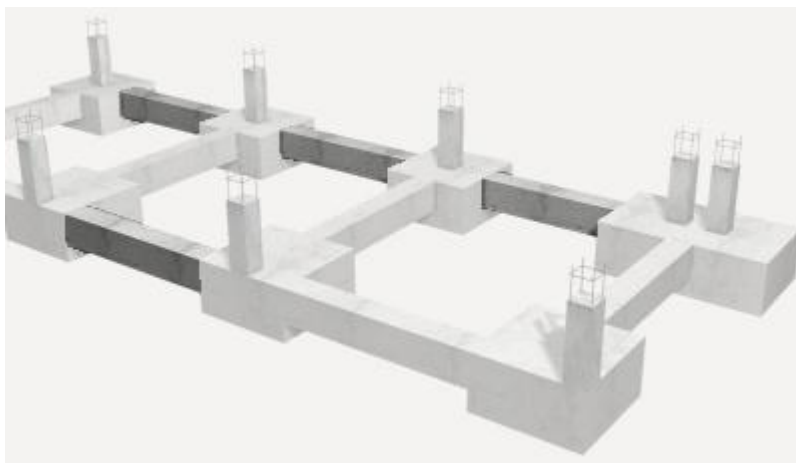


Figura 2.9 Sapatas agrupadas com viga de fundação [19].

O **ensoleiramento geral** (**Figura 2.10**) ocupa a área de implantação do edifício e é uma fundação utilizada quando o solo tem baixa capacidade de carga ou quando os assentamentos diferenciais devem ser mínimos. Este tipo de fundação funciona como uma laje continua em que os pilares descarregam diretamente.

Apesar de nos casos em que são necessárias fundações superiores a 50% da implantação total da obra e o critério geral ser o dimensionamento das fundações superficiais em ensoleiramento o aspeto económico acaba por ter influência na escolha final [24].

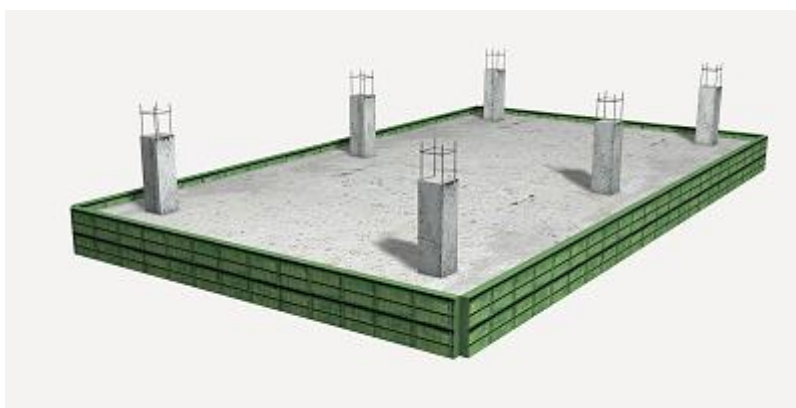


Figura 2.10 Ensoleiramento geral [23].

2.2.2 Pré- dimensionamento e dimensionamento de fundações superficiais

O dimensionamento de fundações superficiais passa por inevitavelmente fazer referência ao euro código 7 (EC7).

A definição dos estados limites (últimos e de utilização) e os respetivos coeficientes de segurança são muito importantes no adequado dimensionamento das fundações.

Em relação aos estados limites últimos estes são definidos para o colapso da estrutura. Os estados limites de utilização ou de serviço são dimensionados para deformações e deslocamentos excessivos ou até mesmo fissuração que possa prejudicar a estabilidade da estrutura.

Para o cálculo do dimensionamento de fundações superficiais o método mais comum é o direto.

As verificações realizadas no método direto são duas. A primeira é a verificação aos estados limites últimos em função dos mecanismos de rotura e a segunda parte é o cálculo dos assentamentos para os estados limites de utilização. Os mecanismos de rotura são determinados por modelos analíticos ou modelos semi-empíricos. A capacidade resistente no segundo caso é calculada em função dos ensaios “*in situ*”.

As verificações aos estados limites de utilização são realizadas através do cálculo de assentamentos por modelos analíticos ou semi-empíricos [25].

Na determinação da capacidade resistente das fundações superficiais a primeira verificação a ser observada é a relação entre o valor de cálculo da componente normal da ação corresponde ao estado limite último e o valor de cálculo resistente da fundação em relação às ações normais a ela.

$$Vd \leq Rd$$

Vd- Valor de cálculo da componente normal à fundação da ação correspondente ao estado limite último

Rd – É o valor de cálculo da resistência ao carregamento limite da fundação em relação às ações normais

Segundo o EC7, ***V_d*** é obtido majorando os valores característicos das ações através dos coeficientes parciais de segurança.

A resistência ao carregamento limite da fundação (***R_d***) é obtida minorando os valores característicos dos parâmetros resistentes do solo pelos coeficientes parciais de segurança.

Apesar de o cálculo não ser completamente exato existem várias maneiras de determinar a capacidade de carga de uma fundação (**Equação 2.2**).

Partindo de vários parâmetros intervenientes no tipo de solo em estudo há várias soluções possíveis de dimensionamento apesar de os pressupostos base serem:

- O solo comporta-se como um material rígido-plástico;
- O solo obedece ao critério de rotura de ***Mohr-Coulomb***;
- A resistência ao corte do solo acima da base da sapata é nula;
- O atrito e a adesão entre a sapata e o solo acima da sua base são nulos [26];

A capacidade de carga de uma fundação é a seguinte:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B \cdot L}$$

Equação 2.2 Capacidade de carga de uma fundação.

q_{ult}- Capacidade de carga de uma fundação

Q_{ult}- Carga de rotura

B- Largura da sapata

L- Comprimento da sapata

Em suma, a metodologia de cálculo associada à capacidade de carga depende essencialmente das características retiradas dos ensaios realizados (analisados mais abaixo) e das condições gerais apresentadas pelas superestrutura.

O pré dimensionamento depende de determinados fatores como as ações a que esta está sujeita e a estratificação do solo. Conhecidas as ações da superestrutura é possível fazer o pré-dimensionamento de uma fundação obtendo um valor das medidas de comprimento, altura e largura. Em função destas medidas as tensões atuantes no solo variam estando ligadas à capacidade resistente do solo.

Economicamente é necessário fazer a avaliação da viabilidade de determinada fundação pré-dimensionada. Caso a área de construção das fundações superficiais caso seja muito elevada comparada à área de implantação do edifício é sensato admitir as fundações profundas para rentabilizar a construção. O nível freático e a estratificação são parâmetros diretamente conectados a esta estratégia. Pode não ser económico realizar um rebaixamento do nível freático sem pelo menos estudar a hipótese de as fundações escolhidas serem profundas. Outro fator a considerar é a estratificação do solo, no caso em que o solo resistente está a uma profundidade muito elevada para resistir às tensões atuantes é novamente necessário recorrer a uma alternativa. A solução escolhida passa por admitir as vastas opções de fundações superficiais e caso estas não sejam vantajosas partir para as fundações profundas [27].

O estudo de uma fundação é complexo e em vários casos subjetivo dependendo das características do solo que o técnico achar mais rentável para dimensionar.

2.2.3 Coeficientes de segurança

Os coeficientes utilizados dependem da metodologia de cálculo utilizada. São valores conservativos que pretendem manter a estrutura quase inabalável, pois a garantia total da segurança não pode ser admitida sendo variável do local e do tipo de estrutura. [28].

A segurança requerida para um edifício normal é baseada em escolhas conservativas o que leva a um sobredimensionamento da estrutura. Para obter o coeficiente de segurança é utilizada a seguinte expressão (**Equação 2.3**):

$$F = \frac{Q_{ult}}{Q}$$

Equação 2.3 Fórmula coeficiente de segurança.

F – Coeficiente de segurança

Q – Máxima força normal à base da fundação descarregada pela estrutura

Os valores mínimos adotados para o coeficiente de segurança dependem de:

- Qualidade do maciço de fundação
- Amplitude do maciço de fundação
- Caracterização geotécnica do maciço de fundação
- Importância da estrutura
- Probabilidade de ser atingida a capacidade máxima
- Capacidade da estrutura redistribuir as cargas transmitidas à fundação

3. BIM na geotecnia

3.1. Estratificar o terreno

A tecnologia **BIM** permite fazer o estudo pormenorizado de qualquer tipo de terreno. Ao utilizar o *software REVIT BIM*, na área da geotecnia é vasto o campo de opções para a definição de um determinado terreno estratificado.

O terreno inserido no BIM passa por uma fase inicial em que o estrato inicial, ou seja, o estrato com cota mais elevada seja inserido em função das curvas de nível existentes. As curvas de nível podem ser introduzidas manualmente ou caso esteja disponível a planta topográfica (3D) do terreno em análise esta pode ser carregada no **REVIT** e ser utilizada com base de trabalho.

O tipo de terreno introduzido no programa depende de alguns fatores como o número de estratos existentes e respetivas alturas, as suas características mecânicas, a existência de nível freático e até a superfície, caso queiramos ser rigorosos, com a simulação da vegetação ambiente, tendo uma base de dados quase perfeita que permite a simulação o mais idêntica possível em relação ao que realmente existe.

Um solo inexistente na plataforma pode ainda ser descarregado externamente, caso exista. Devido à facilidade de introduzir dados referentes a cada tipo de solo descarregado, o formato ideal a procurar deve ter em vista o aspeto visual indicado, ou seja, a visualização de uma argila é diferente por regra de uma areia. Cada terreno inserido tem a sua particularidade, mas em relação ao seu aspeto visual por vezes é mais adequado utilizar se possível solos com uma visualização quase idêntica à realidade[11].

Assim como foi dito anteriormente a topografia do terreno pode ser introduzida manualmente ou descarregada para o *software* caso já exista. Como base de teste no *software revit* foram admitidas cotas aleatórias mantendo o aspeto visual satisfatório.

A **Figura 3.1** demonstra uma possível modelação topográfica do terreno com as elevações e cotas topográficas definidas assim como o início de modelação do terreno com aspeto gráfico.

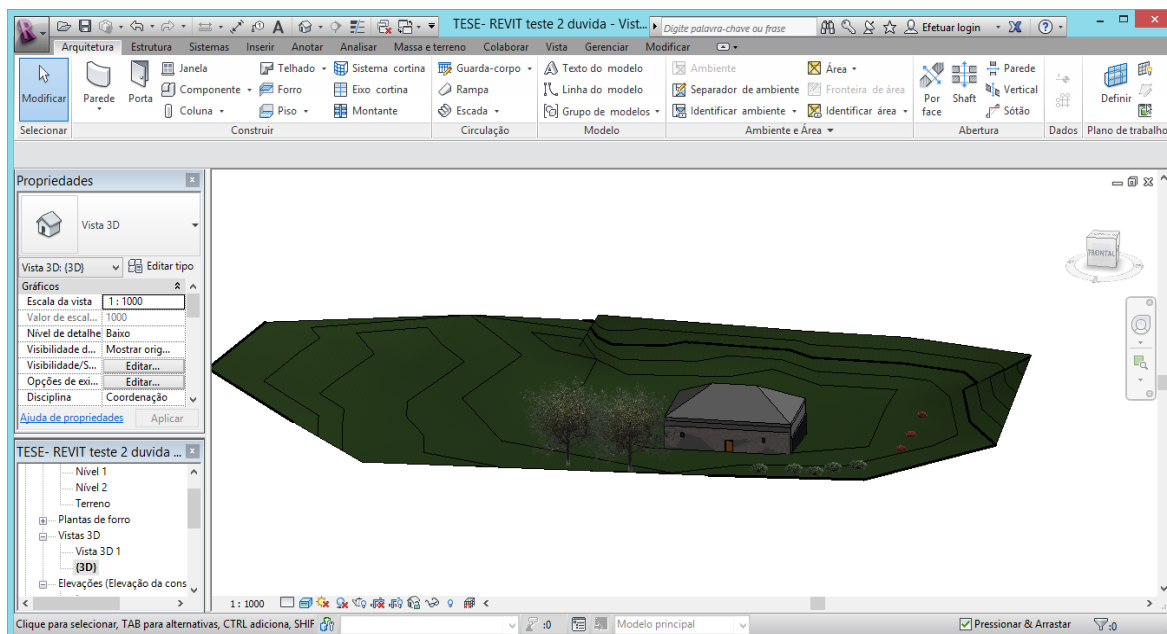


Figura 3.1 Modelação topográfica.

Apesar de a visualização gráfica ser um dos pontos que o *revit* valorize ainda assim, através das várias vistas disponíveis, é possível a análise e visualização da topografia de um modo simplificado caso seja pretendido um estudo com mais simplicidade gráfica (**Figura 3.2**).

Depois de a topografia estar inserida ainda é possível alterar as elevações que foram adicionadas ao projeto, o que faz pensar que não é nada de extraordinário quando se trata de um *software* dedicado maioritariamente à arquitetura. Mas o ponto interessante na edição é o facto de depois de alteradas as elevações o *revit* fazer as interligações de curvas de nível, ajustando cada uma delas que estejam no raio de influência das elevações alteradas. A par deste princípio, a superfície que esteja já definida e que sofra alterações no sentido de adicionar relevos e novos pontos topográficos também é modelada automaticamente pelo *revit* para que o terreno que esteja a ser elaborado não tenha problemas quando ligado a uma superfície já existente.

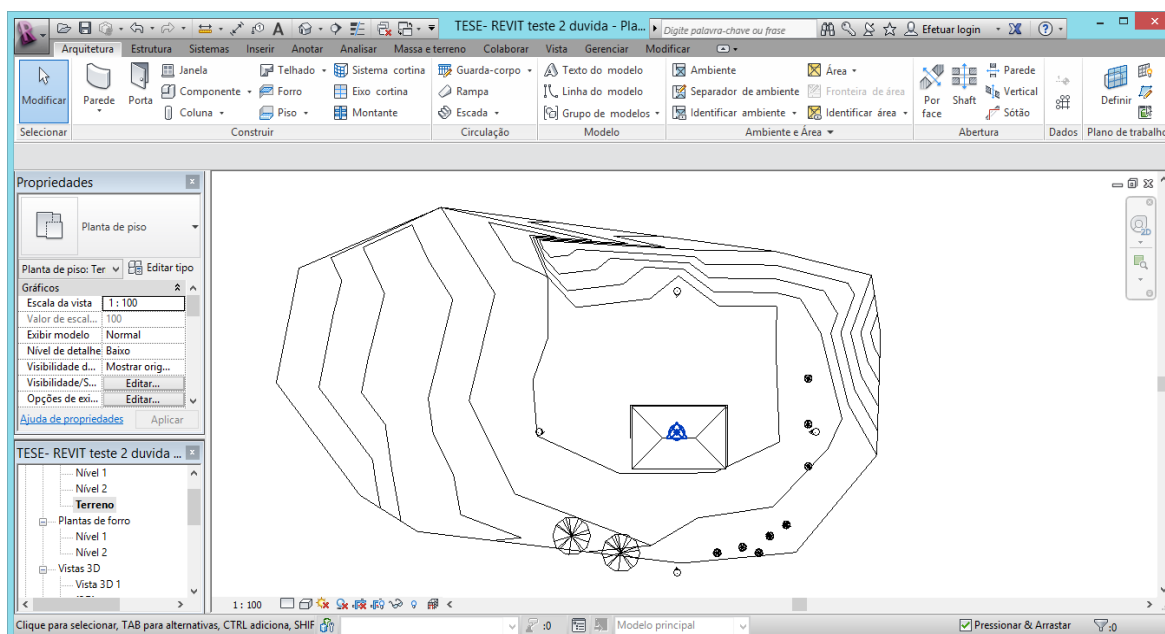


Figura 3.2 Vista simplificada em planta da topografia.

Não sendo o foco da dissertação realizar uma modelação demasiadamente elaborada a introdução de estratos com diferentes características é fundamental para ser possível obter uma ideia das capacidades do *revit*. As opções de criação e edição mais relevantes do *software* passam pela divisão, união e sub-regiões de uma superfície topográfica contando ainda com a plataforma de construção à cota desejada.

Para o teste de superfície foi criada uma sub-região dentro da já existente mas com propriedades diferentes. Admitindo que numa fase inicial o solo inserido na área de construção apenas tem definidos os limites topográficos a introdução de sub-região tem que ser cuidadosamente estudada para manter as cotas do terreno controladas.

Foi portanto introduzida uma superfície com características diferentes do anteriormente inserido mas fazer destaque da capacidade de estratificação do terreno.

A **Figura 3.3** ilustra a modelação de uma sub-região que tem elevações distintas do terreno inserido inicialmente sendo possível perceber que não existem barreiras para a modelação de uma fundação com diferentes tipos de estratificação e elevações.

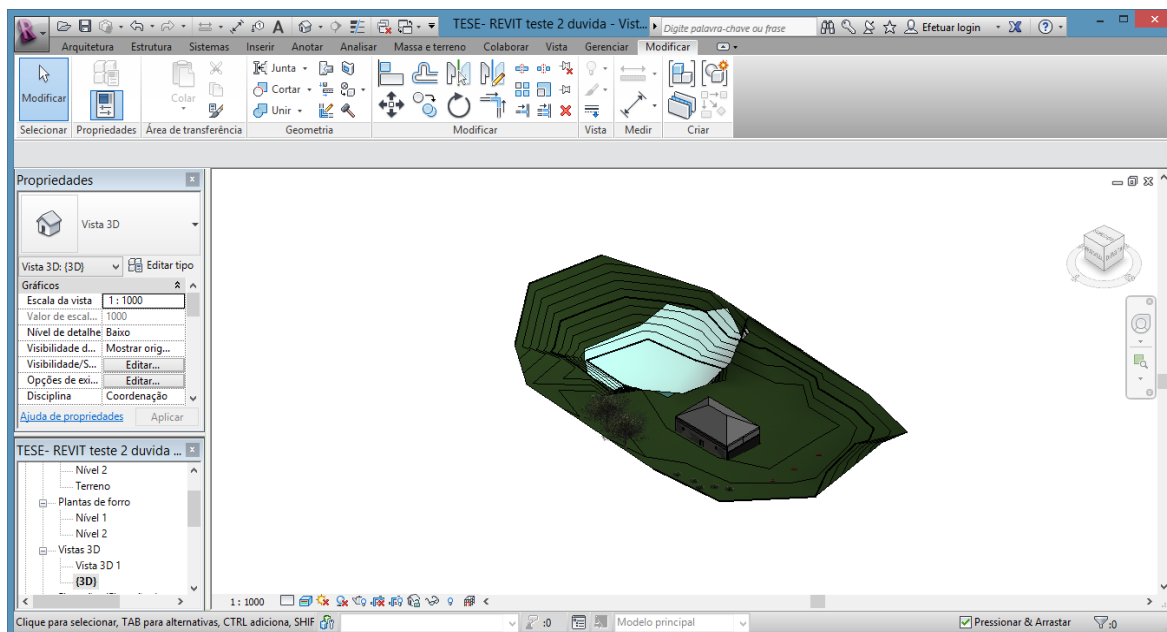


Figura 3.3 - Introdução de uma nova superfície.

As vistas de superfície introduzidas que o *revit* disponibiliza são diversificadas. É mais uma das ferramentas que merecem foco quando se está a fazer referência à modelação de um terreno. Assim como qualquer outro programa de modelação que dispõe de várias vistas de visualização o *revit* destaca-se pela possibilidade de criação de cortes Norte, Sul, Este e Oeste no projeto para ter uma melhor perceção do que está a ser modelado. A **Figura 3.4** ilustra um corte no sentido Norte no projeto que ainda pode ser mais pormenorizado com uma vista de corte através de uma linha de interceção da planta no plano que o utilizador achar que merece ser visualmente detalhado.

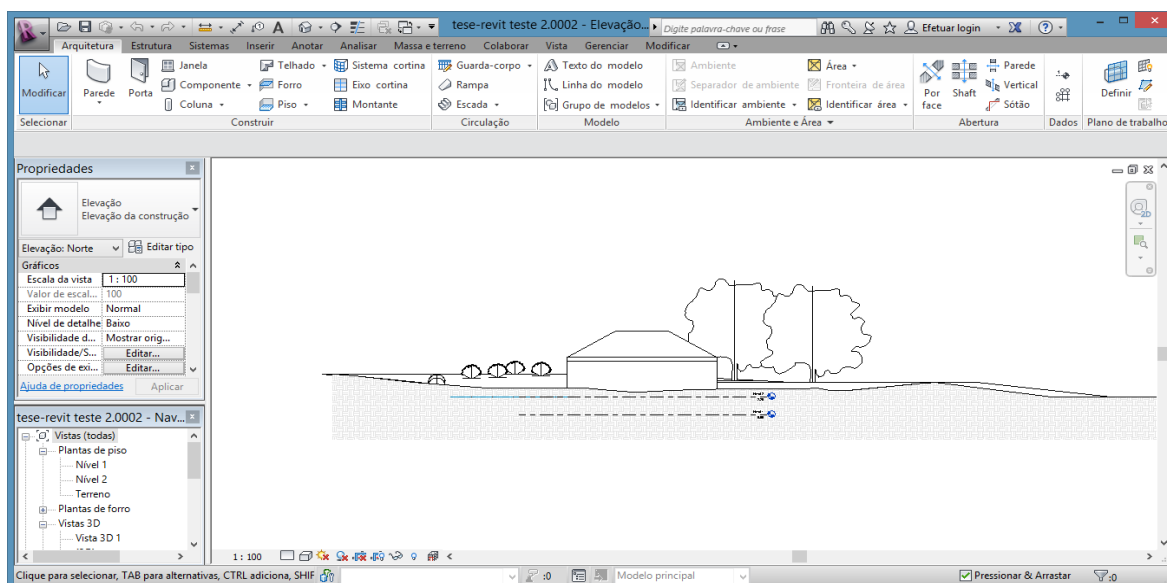


Figura 3.4 - Exemplo de corte no projeto.

3.2. Introduzir referências de cada um dos estratos

Na área da geotecnia é possível desenvolver projetos ao pormenor desde a estratificação até às características mais complexas de cada tipo de solo presente num determinado terreno. Com a inclusão dos resultados de sondagens (necessariamente pontuais) na base de dados é possível criar virtualmente a estratificação de um solo o que permite realizar o estudo tão aproximado da realidade quanto permita o número e qualidade das informações recolhidas. É certamente um avanço na tecnologia da engenharia, comparar o real e o virtual e retirar o máximo proveito do *software* podendo otimizar o resultado do projeto.

A base de dados fornecida pelo *BIM* pode ser alternada, ou seja, a partir de um tipo de solo existente no *software* pode ser criado ou alterado um novo estrato. Sendo assim, cria-se uma parceria perfeita entre os engenheiros e o *BIM*. Imaginemos o caso em que são efetuadas as sondagens no terreno pela equipa técnica especializada. Os ensaios efetuados recolheram as informações sobre os estratos presentes no solo que são introduzidas na aplicação *BIM*. Toda a estratificação é criada, alturas e características mecânicas adicionadas com rigor de cada um dos solos e até mesmo as curvas de nível do solo podem ser adicionadas e moldadas [9].

Sem erros, confusões e lapsos cada parte envolvida num projeto tira partido daquilo que mais lhe interessa. O arquiteto desenvolve a arquitetura, desde o interior ao exterior

tendo em vista os pormenores que o **BIM** disponibilizou e que são importantes para desenvolver a sua tarefa. A engenharia pode posteriormente desenvolver a estrutura e as fundações da obra em questão. Um trabalho de equipa que tem tudo para dar certo.

A

Figura 3.5 ilustra como definir a modelação de um terreno no **Revit** através dos vários tipos de materiais existentes na base de dados. Depois de terem sido definidos os moldes do terreno a nível de cotas e de ter sido implementada a estrutura caso tal seja pretendido é possível seleccionar o tipo de solo que mais se adequa ao projeto assim com alterar as propriedades do mesmo caso seja pretendido.

A introdução de uma estrutura no **Revit** pode ser feita antes ou depois de ser realizada a modelação do terreno, parte do utilizador optar pela solução mais se sente confortável.

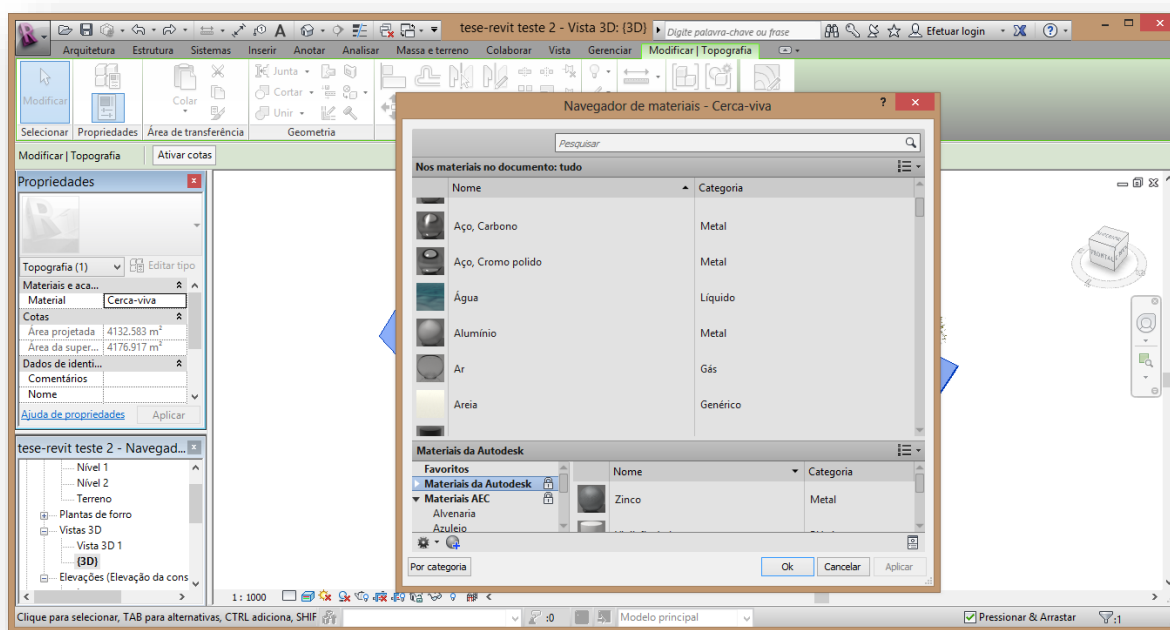


Figura 3.5 - Escolha do tipo de solo.

Todos os materiais disponibilizados pela base de dados podem ser editados ou duplicados. A nível gráfico a gama existente também é alvo de modificação se assim for necessário mas no âmbito desta dissertação será muito mais interessante explorar as propriedades mecânicas dos elementos utilizados.

Na **Figura 3.6** é possível observar o editor de material em relação aos recursos das propriedades mecânicas. Assim que as propriedades são definidas a modelação do terreno já é executável caso tenham sido modeladas as cotas do terreno e todas as elevações.

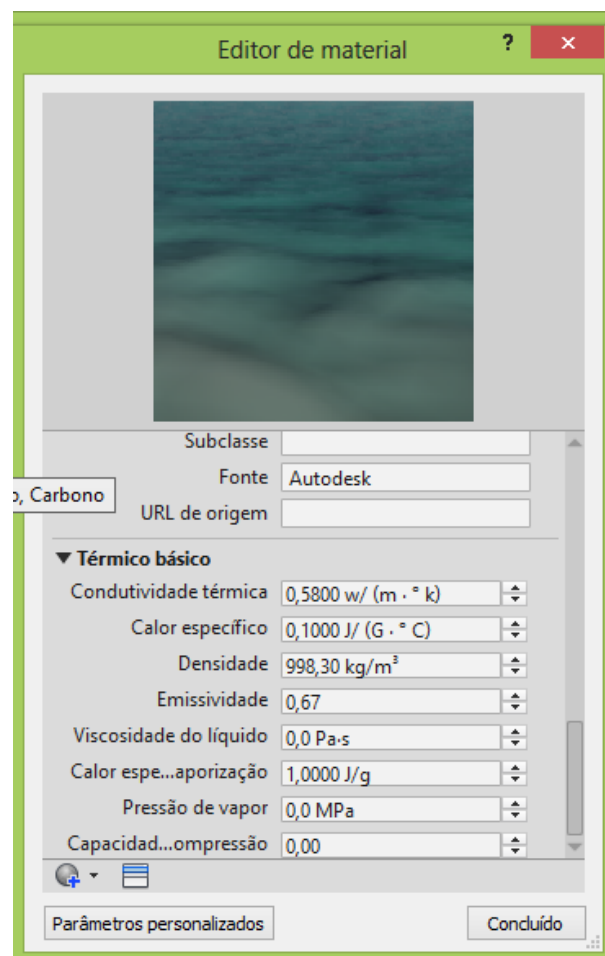


Figura 3.6 - Propriedades mecânicas da água.

A base de dados existente para a definição de uma estratificação e alteração das características mecânicas não é tão abrangente quanto os materiais disponíveis por exemplo para a definição de acabamentos de uma fachada. A geotecnia é uma área de estudo ainda um pouco atrasada em relação a outras especialidades da engenharia civil mas parte do

utilizador explorar e criar novos elementos e estratificações para que esta se torne o mais completa possível.

Através da vista de terreno é possível seleccionar e editar as estratificações criadas mas a **Autodesk** também disponibiliza aplicações para **revit** que poderão ser descarregadas online. Parte das aplicações não são gratuitas e apesar deste inconveniente não existem muitos **add-ins** relacionados com a geotecnia. Portanto quando se define uma estratificação que não existe na base de dados é necessário definir as propriedades gráficas e mecânicas, este último mais importante para o estudo desenvolvido.

Além da possibilidade de definir a existência de nível freático e a espessura dos diferentes solos da estratificação ainda é possível dependendo do solo que esteja a ser criado atribuir características mecânicas como **modulo de Young** e corte e o **coeficiente de Poisson**. Estes parâmetros são parte essencial da definição de uma estratificação.

A **Figura 3.7** ilustra o painel de edição de um material, ou no caso a que este está aplicado, a edição das propriedades de um determinado solo. Através desta modelação é possível maximizar a organização de dados existentes em relação às características atribuídas aos mesmos.

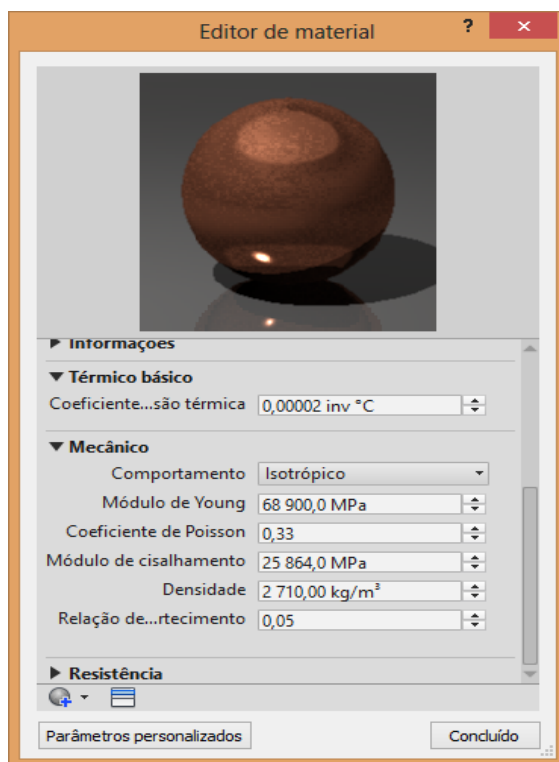


Figura 3.7 - Parâmetros para definição de um solo.

A complexidade de definir uma estratificação, atribuindo recursos, características mecânicas e toda a informação relacionada com as espessuras e inclinação de estratos exige uma exploração do programa por parte do utilizador devido maioritariamente ao facto de a geotecnia não ser uma das áreas que com mais recursos de trabalho e informação. Assim como foi dito anteriormente, parte de nós desenvolver e criar uma base credível para tornar cada vez mais os erros associados à geotecnia nulos.

4. Gestão de referência geotécnica

4.1. Principais ensaios de campo

Os ensaios de campo mais correntes para o estudo geotécnico de um solo tem como objetivo a realização de um projeto mais seguro e económico. Além disso cada ensaio possível de ser efetuado adequa-se sempre ao tipo de solo que está em estudo.

Existem oito ensaios de campo mais corrente atualmente na engenharia civil sendo eles:

4.1.1 Ensaio SPT

O ensaio *SPT* (*Standard Penetration Test* ou ensaio de penetração dinâmica) é o ensaio mais conhecido e utilizado pela engenharia a sua vantagem é fazer uma investigação geotécnica mais económica comparando com os restantes ensaios efetuados. É utilizando tanto para aplicação de fundações profundas como superficiais e a sua simplicidade de utilização torna-o uma das principais ferramentas na avaliação dos solos. O resultado final do ensaio *SPT* é através de valores numéricos que permitem fazer a comparação com metodologias empíricas apesar de a reprodutibilidade dos resultados obtidos ser por regra fraca ou razoável variando do caso de estudo. Os custos necessários para a realização dos ensaios *STP* não chega a 1% do custo total do projeto.

Este ensaio é apropriado para cascalhos finos atingido a profundidade de furação requerida pelo utilizador. Em solos moles os resultados obtidos são muito pouco significativos não sendo aconselhável recorrer a este método de estudo. [14]

4.1.1.1 Realização do ensaio

O ensaio *STP* (**Figura 4.1**) consiste na cravação do amostrador-padrão no fundo da escavação através de sucessivas pancadas de um martelo com 65kg caindo a uma altura de 75cm.

O índice de resistência à penetração (N_{SPT}), é o número de pancadas necessárias para fazer o amostrador penetrar 30cm. Se após 10 pancadas se obtiver uma penetração de 5cm o ensaio é suspenso ou quando o número de pancadas for superior a 50 num mesmo ensaio concluindo que o solo é impenetrável no ensaio realizado[14].

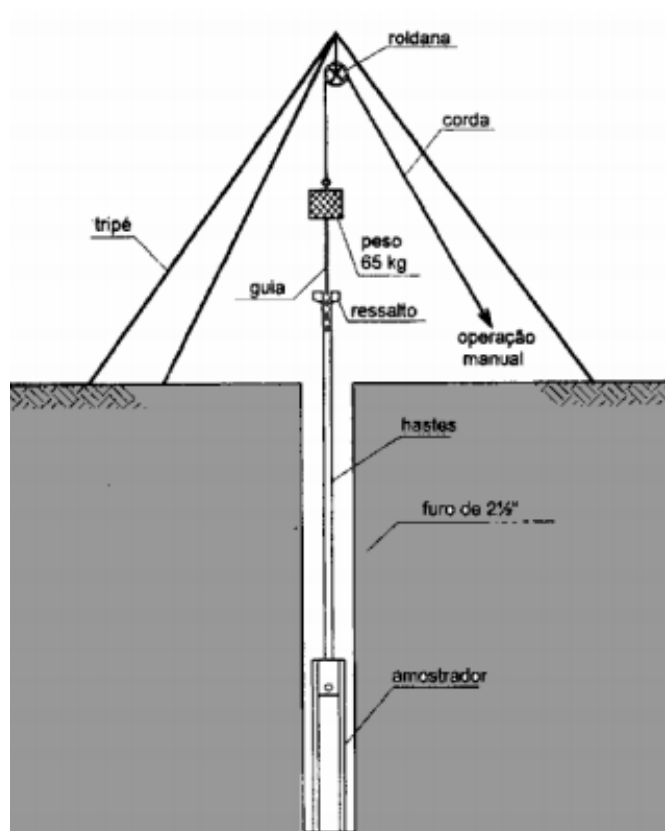


Figura 4.1 - Ensaio SPT [14]

4.1.2 Ensaio CPTU

O ensaio **CPTU** (Ensaio com o piezocone-penetrómetro holandês) utiliza uma ferramenta que é lentamente introduzida no solo para medir as suas propriedades. Este ensaio transmite continuamente informação sobre os resultados em profundidade permitindo determinar finas camadas de solos distintos inseridas nos estratos mais espessos. Em obras de aterros sobre solos moles este ensaio é recomendado. A sua complexidade e custo é média a elevada dependendo do tipo de solo. A interpretação dos dados obtidos pode ser empírica ou teórica e a sua reprodução de resultados é muito boa.

Este tipo de ensaio pode ser realizado de duas formas sendo elas os ensaios de cone ou piezocone. O primeiro tem a sigla **CTP** (cone penetration test) e o segundo **CPTu** (*piezocone penetration test*).

Os equipamentos utilizados para a realização do ensaio podem ser:

- **Cone mecânico:** A medida dos esforços de cravação é feita na superfície do terreno.
- **Cone elétrico:** A medida dos esforços de cravação é feita diretamente na ponteira pela utilização de células de carga elétricas.
- **Piezocone:** Além das medidas realizadas nos ensaios de cone permite a monitorização contínua durante um processo de cravação das pressões neutras [14].

Os parâmetros obtidos são a resistência de ponta ou do cone, resistência total de ponta e resistência lateral.

Os parâmetros estimados retirados da realização deste ensaio são o índice de compactidade e ângulo de atrito ou ângulo de resistência de corte efetivo.

4.1.2.1 Realização do ensaio

A realização do CTP (**Figura 4.2**) é simples e passa pela cravação de uma ponteira cónica (ângulo de 60°) a uma velocidade constante de 20mm/s. Os parâmetros medidos durante o ensaio são a resistência de ponta (**qc**), resistência lateral (**fs**) e pressões neutras geradas (**u**). Este último é obtido nos ensaios **CTPu**.

A cada 2cm de penetração é possível recolher a informação respetiva ao solo em estudo.

Através das pressões neutras conhecidas no ensaio **CTPu** é possível conhecer corrigir a resistência total mobilizada.

As informações são transmitidas em tempo real à superfície e processadas pelo computador. Em relação aos ensaios **CTPu** e aos dados adicionais que é possível obter, as ferramentas utilizadas no processo tem uma diferença em relação aos ensaios **CTP**, a ponteira cónica tem na sua base um elemento poroso que permite ler as pressões neutras [18].

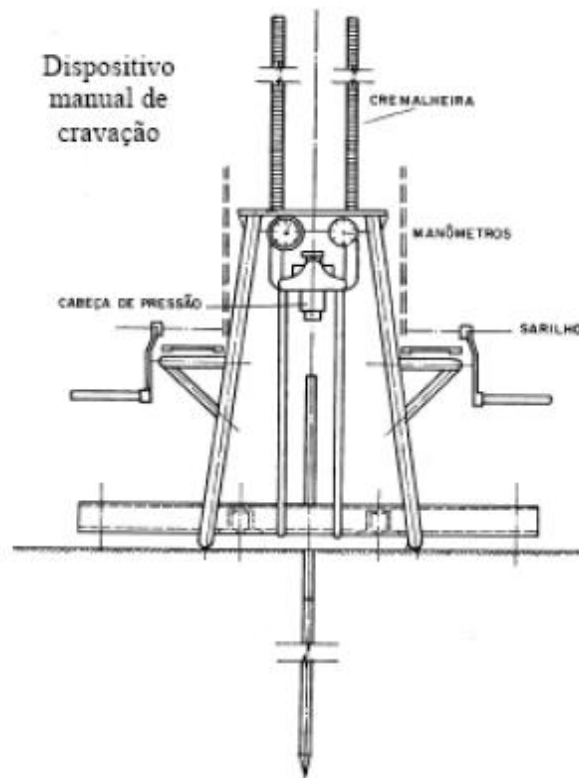


Figura 4.2 Ensaios de Cone. [14]

4.1.3 DP

O ensaio penetrómetro dinâmico (**DP**) tem uma baixa complexidade e custo. Assim como os ensaios **CTP**, é apropriado a utilização deste ensaio em solos argilosos e areias grossas. A profundidade do ensaio é limitada ficando a perder em relação a este ponto aos ensaios **SPT**. Pode ser usado no controlo de compactação de aterros ou para verificar, em obra, de modo explícito a posição do firme. A interpretação do resultado dos ensaios é empírica e a sua reprodução razoável.

No ensaio **DP** não existe recolha de amostra mas é efetuado um registo contínuo dos dados obtidos durante o ensaio [29].

Os parâmetros obtidos neste ensaio são o **módulo de Young ou módulo de deformabilidade** e ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte efectivo

4.1.3.1 Realização do ensaio

O ensaio (**Figura 4.3**) consiste na cravação de um cone no solo por ação de queda livre de uma massa. Esta massa pode ter diferentes pesos em função do tipo de ensaio que se quer realizar.

A resistência à penetração é definida com o número de pancadas necessárias para cravar o penetrômetro a uma determinada distância (10 ou 20cm). O equipamento é introduzido no solo através de golpes de para a penetração de 10cm de haste. Este procedimento é repetido e o número de pancadas para a penetração desejada registada [29].

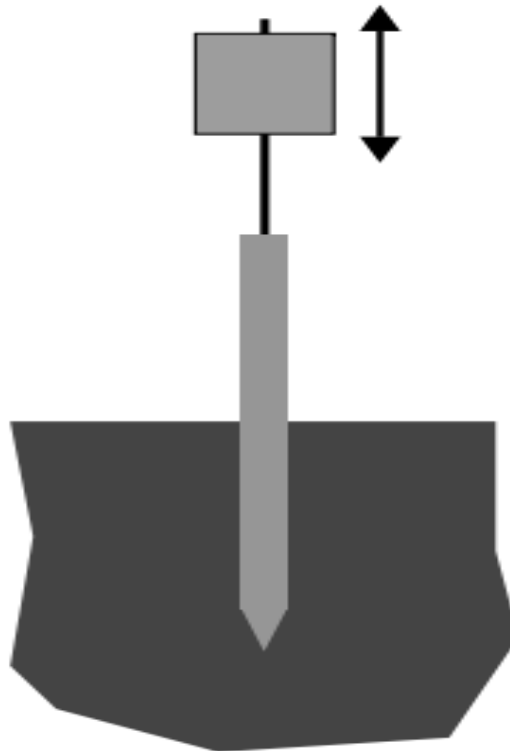


Figura 4.3 - Dynamic probing tests (DP). [14]

4.1.4 PLT

O ensaio de carga em placa (**PLT**) tem como objetivo a medição dos assentamentos resultantes de cada escalão de carga, estimativa do módulo de deformabilidade de cada maciço e determinação dos parâmetros de resistência através da realização de vários ensaios com diferentes tamanhos de placas e avaliação da rigidez.

O ensaio (**Figura 4.4**) tem uma média complexidade e o seu custo pode ser de médio a elevado dependendo do tipo de ensaio a efetuar. É apropriado a todos os solos mas a sua profundidade é pequena. A interpretação dos resultados é teórica e a reprodução dos dados obtidos razoáveis.

É recomendado para caracterizar a deformabilidade de aterros e solos perto da superfície com partículas de grandes dimensões. É usado como ensaio de referência em obras de aterro, particularmente para plataformas de obras viárias [14].

Os parâmetros obtidos neste ensaio são a pressão à superfície e assentamento.

A coesão efetiva, ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte efectiva e resistência não drenada são alguns dos parâmetros estimados nesta ensaio.



Figura 4.4 Plate Load Test (PLT). [14]

4.1.4.1 Realização do ensaio

Este ensaio (**Figura 4.5**) consiste na medição dos valores de assentamento de uma placa inserida na superfície do terreno que será realizado o ensaio. É feito um carregamento por escalões para obter os dados pretendidos.

A profundidade do terreno para estudo é fixada em função dos diâmetros das placas utilizadas. Quanto maiores forem os diâmetros maior é a tensão aplicada ao terreno.

Normalmente este ensaio é realizado através de um macaco que ganha reação no eixo traseiro de um camião carregado de modo a aumentar o peso descarregado no eixo. Além disso o sistema de medição de assentamentos, chamado defletómetro, é aplicado no macaco e ligados a uma viga metálica apoiada [13].

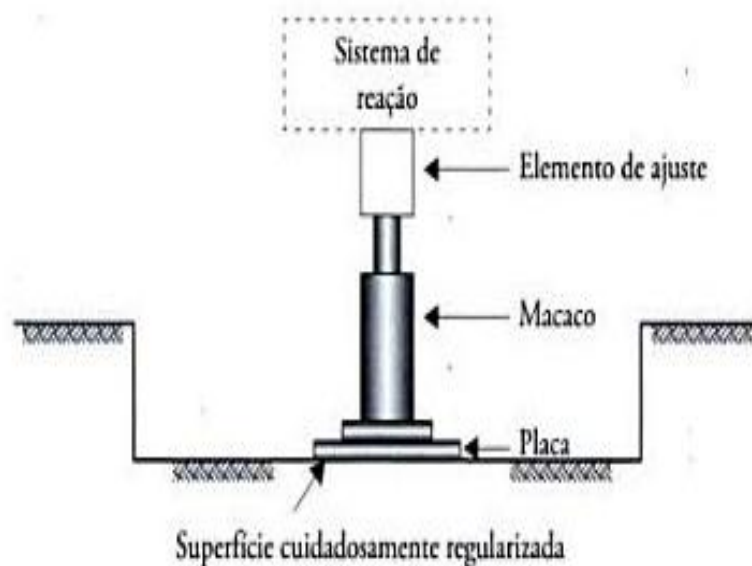


Figura 4.5 - Esquema de ensaio PLT. [14]

4.1.5 CHT ou DHT

Down hole seismit test ou ensaio sísmico entre a superfície e pontos do interior de um furo de sondagem (**DHT**), é um ensaio com uma complexidade média e um custo elevado. É aplicado a todos os tipos de solo e a uma qualquer profundidade. A interpretação dos resultados é teórica e a reprodutibilidade dos resultados é muito boa.

É o único que se aplica a todos os terrenos e a qualquer profundidade. Por envolver pequenas deformações determina o módulo elástico do solo [14].

Os parâmetros obtidos neste ensaio são a velocidade de propagação das ondas de corte e compressão. Já o parâmetro estimado é o módulo de distorção elástico.

4.1.5.1 Realização do ensaio

O ensaio (**Figura 4.6**) é realizado através de um furo de sondagem, onde é colocado um recetor sendo a geração de ondas S realizada à superfície num ponto próximo do furo da sondagem.

O sistema mais utilizado para geração de ondas S é através de um martelo de madeira ou um perfil metálico presente na superfície, onde se colocada uma carga equivalente a um veículo. As ondas são criadas através da percussão de um martelo numa extremidade da carga. O aparelho recetor vai sendo colocado a profundidades diferentes no furo da sondagem para um estudo completo [14].

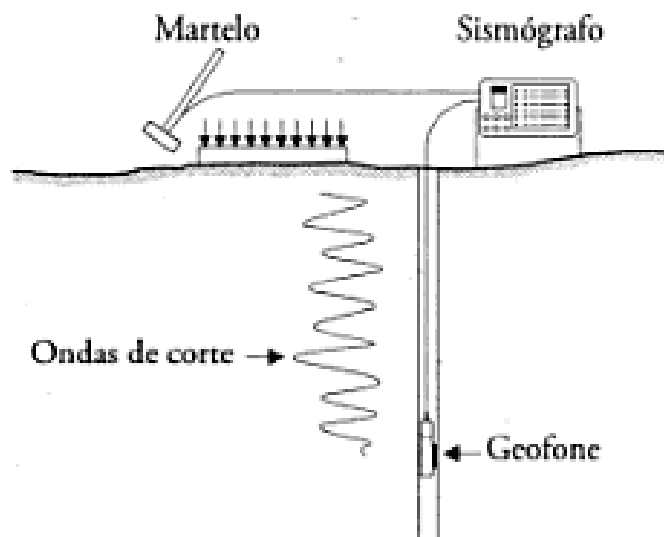


Figura 4.6 - Ensaio DHT [14].

4.1.6 VFT

Vane test ou ensaio de corte rotativo (*VFT*) é apropriado para a estimativa da resistência não drenada de solos argilosos brandos, ou seja argilas muito moles, moles e médias. A sua complexidade é baixa e o seu custo de baixo a médio. O acesso para o ensaio é através de furo de sondagem ou cravação prévia.

A interpretação dos dados é teórica e a reprodutibilidade dos resultados razoável. Os resultados precisam de correção e intercalações de camadas arenosas ou com fosseis induzirão valores elevados da resistência média.

Os parâmetros obtidos neste ensaio são o momento torsor e rotação enquanto os estimados são a resistência não drenada e assentamento de fundação superficial [14].

4.1.6.1 Realização do ensaio

O ensaio (**Figura 4.7**) consiste em introduzir no terreno um molinete, ou seja, um conjunto de quatro lâminas retangulares soldadas a uma vara central, ligada à superfície do terreno. Quando o aparelho estiver posicionado à profundidade desejada é-lhe aplicado um momento torsor que o obriga a um movimento de rotação. A velocidade de rotação é constante e obtém-se um diagrama de momento aplicado. O molinete pode ser introduzido no terreno através de um furo de sondagem previamente realizado e é corrente nas sondagens convencionais parar a furação e executar vários ensaios de corte rotativo quando se atinge uma camada argilosa branda [14].

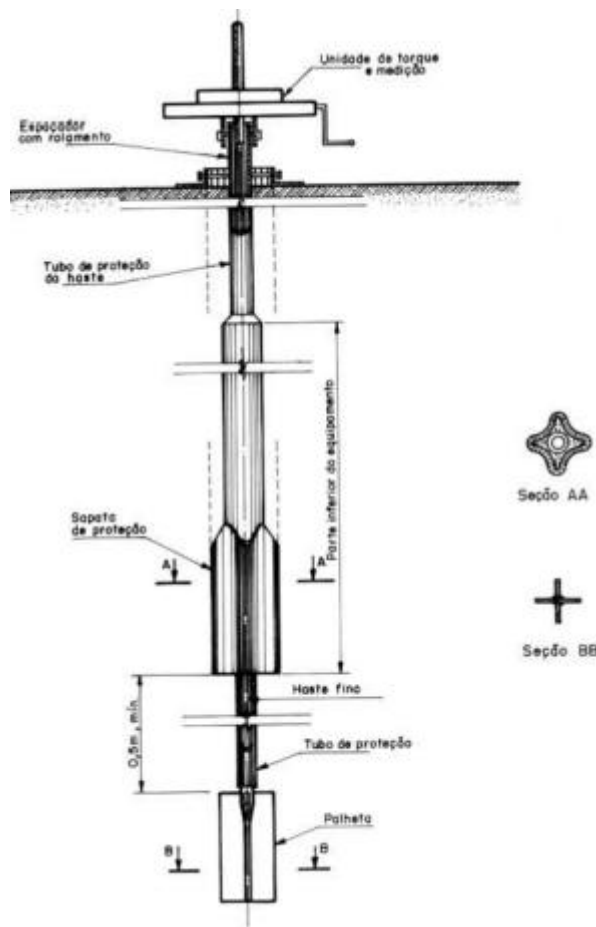


Figura 4.7 - Ensaio VST. [14]

4.1.7 SBPT

SBPT (Ensaio com pressiómetro autoperfurador) (**Figura 4.8**) é um ensaio com pressiómetro autoperfurador e é um aparelho com uma complexidade elevada e um custo elevado. Aplica-se em solos argilosos em que o seu acesso é através de uma sondagem ou uma cravação prévia. A sua profundidade em cada sondagem é ilimitada e a interpretação dos dados teóricos em que a sua reprodutibilidade de resultados é boa.

É o único aparelho que permite avaliar os parâmetros de resistência e de deformabilidade e ainda o estado de tensão inicial por interpretação teórica. É um ensaio fiável para avaliar o impulso em repouso (K_0) e envolve um maior volume de terreno do que a maioria dos outros ensaios de campo. Alguns ensaios comprometem a qualidade de algumas determinações mas os recursos disponibilizados por este ensaio são acima da média [14].

Os parâmetros estimados neste ensaio são o coeficiente de impulso em repouso, ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte efectivo e resistência não drenada.



Figura 4.8 - Ensaio SBPT. [14]

4.1.7.1 Realização do ensaio

Este ensaio consiste em que o pressiómetro contém uma célula cilíndrica com 1 m de altura e 8cm de diâmetro. Pelos seus meios o pressiómetro abre um furo no terreno com remoção do solo à medida que penetra o solo sendo considerando autoperfurador. Atingindo a profundidade desejada a membrana do dispositivo sofre uma expansão devida à pressão de ar comprimido no seu interior. É medida a deformação radial através de três transdutores colocados a meia altura da membrana e afastados entre si. A pressão neutra também é medida devido a mais dois transdutores existentes na membrana.

A maneira mais correta de executar este ensaio é não realizar um furo de sondagem para posterior colocação do autoperfurador. Assim não existem deformações no solo e não existem alterações no estado de tensão do terreno que possam influenciar os resultados finais obtidos. Mesmo assim é possível fazer uma furação de sondagem e posteriormente introduzir o aparelho até ao fundo do furo fazendo-o se seguida penetrar no terreno até uma profundidade que se ache ser aceitável para o ensaio [14]

4.1.8 PMT

Pressuremeter test ou ensaio com o **pressiómetro Ménard (PMT)** é um ensaio que distingue-se pelo facto de ser realizado um furo prévio e de a célula em contacto com o terreno não estar dotada de instrumentação.

A sua complexidade de execução é de média a elevada sendo o seu custo elevado. Ao contrário do SBPT os solos apropriados para este ensaio são os cascalhos médios e as argilas, sendo este ultimo também utilizado no ensaio SBPT. O seu acesso é através de um furo de sondagem e atinge uma qualquer profundidade. A sua interpretação pode ser empírica ou teórica mas a reprodutibilidade dos resultados é fraca.

Para caracterizar solos rijos e rochas brandas a uma qualquer profundidade é uma boa alternativa mas os resultados dependem essencialmente do pré-furo [14]

Os parâmetros obtidos neste ensaio são o volume e pressão enquanto que os parâmetros estimados são a resistência e assentamento da fundação.

4.1.8.1 Realização do ensaio

O pressiómetro (**Figura 4.9**) é introduzido no furo e instalada pressão de igual valor nas três células. As três células são constituídas de borracha cilíndrica e estão instaladas no pressiómetro distanciadas. As células superior e inferior são chamadas de células de guarda e a central de célula de medida. A pressão instalada nas células vai aumentando por escalões com duração de 1 minuto para cada escalão e retirar a variação de volume injetado na célula. O diâmetro do pressiómetro pode varia entre 35mm e 73mm com uma altura de 210mm. A qualidade do furo realizado condiciona a qualidade dos resultados sendo a maior desvantagem deste ensaio [14].

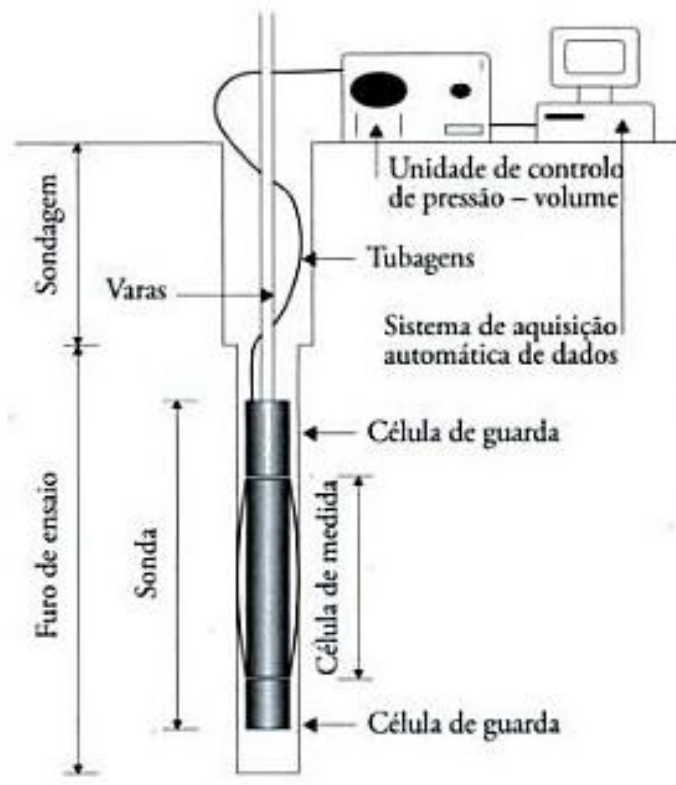


Figura 4.9 - Ensaio PMT [14].

4.1.9 DMT

Flat dilatometer test ou ensaio com dilatômetro de Marchetti (**DMT**) é um ensaio de baixa complexidade e custo médio. Os solos apropriados para este tipo de ensaio são as argilas e areias e o seu acesso é por furo de sondagem ou cravações prévias. Em caso de sondagem a sua profundidade não é limitada e a interpretação dos resultados pode ser empírica ou teórica enquanto que a sua reprodutibilidade dos resultados é muito boa [14].

Neste ensaio existem correlações para avaliar parâmetros de resistência e deformabilidade e ainda o coeficiente de impulso em repouso.

Os parâmetros estimados neste ensaio são o índice do material do ensaio DMT, índice de tensão horizontal do ensaio DMT. Os parâmetros obtidos neste ensaio são o volume e pressão enquanto que os parâmetros estimados são a resistência e assentamento da fundação, resistência não drenada e coeficiente de impulso em repouso.

4.1.9.1 Realização do ensaio

O aparelho utilizado (**Figura 4.10**) para o ensaio **DMT** é uma estreita célula de aço inoxidável com altura de 255mm, largura de 95 mm e espessura de 15mm e com uma extremidade inferior que é cravada no terreno a uma velocidade de 20mm/s. Depois de cravado o dilatómetro é injetado gás sob pressão para a célula efetuando-se posteriormente duas leituras sendo a primeira nos 15 segundos após a cravação e a segunda entre os 15 e 30 segundos após a primeira leitura. O ensaio repete se sucessivamente sempre abaixo de 20cm ou 30cm do ensaio anterior realizado.

Das duas leituras registadas é possível retirar a pressão de contacto e expansão que são úteis para determinar três parâmetros: Índice do material, módulo de dilatómetro e tensão horizontal [18].

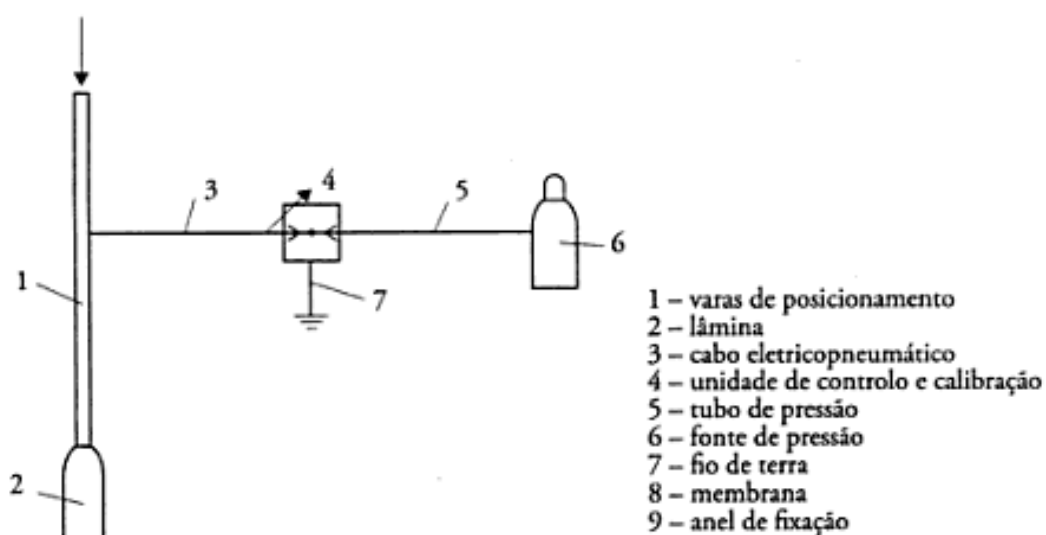


Figura 4.10 - Ensaio DMT. [14]

4.1.10 Parâmetros dos ensaios in situ

Cada ensaio realizado tem uma característica essencial que se destaca dos restantes. A **Tabela 4.1** representa o quadro resumo dos solos apropriados e parâmetros medidos e estimados assim como a profundidade alcançada e o custo associado a cada ensaio.

Em suma, é útil antes da realização de um ensaio avaliar genericamente os parâmetros mais importantes que são essenciais para o dimensionamento de fundações assim como o solo que mais de adequa cada um deles.

Tabela 4.1 - Tabela adaptada de Manuel de Matos Fernandes.

Ensaio	Custo	Solos apropriados	Profundidade	Parâmetros	
				Medidos	Estimados
<i>SPT</i>	Baixo	cascalhos finos	Qualquer	N_{60}	I_D, φ'
<i>CPT(U)</i>	Médio a Elevado	Areias grossas	Limitado pela reação disponível	$q_c (q_t), f_s, u$	$I_D, \varphi', E, c_u, c_v$
<i>DP</i>	Baixo	Argilas e areias grossas	Pequena a média	N	φ', E_t
<i>PLT</i>	Médio a Elevado	Todos	Pequena	$\Delta q_{s, s}$	E, c_u, c', φ'
<i>CHT ou DHT</i>	Elevado a Médio	Todos	Qualquer	V_s, V_p	G_0, v
<i>VST</i>	Baixo a Médio	Argilas e siltes brandos	Qualquer	M_t, Θ	C_u, S_t
<i>SBPT</i>	Muito Elevado	Argilas	Qualquer	Σ, Ψ	K_0, G, φ', c_u
<i>PMT</i>	Elevado	Argilas e cascalhos médios	Qualquer	V, ρ	$E_{PMT}, q_{ult, s}$
<i>DMT</i>	Médio	Argilas e areias	Qualquer	P_0, ρ_1	$I_{DMT}, K_{DMT}', E_{DMT}, K_0, E, \varphi', c_u$

4.2. Principais ensaios de laboratório

Os principais ensaios de laboratório assim como os ensaios *in situ* são utilizados em função do solo que se quer estudar. Existem ensaios de caracterização física e mecânica que avaliam a granulometria das partículas, densidade, compactação, limite de consistência entre outros. Apesar de no presente capítulo tenha sido feita uma abordagem genérica dos ensaios principais em relação aos ensaios de laboratório é fundamental dar maior importância ao ensaio triaxial, mais especificamente os ensaios de resistência ao corte.

4.2.1 Análise granulométrica por peneiramento/sedimentação

A análise granulométrica consiste na determinação da dimensão das partículas que constituem a amostra. Os parâmetros reproduzidos no estudo da amostra são as dimensões das partículas, individuais e a sua distribuição, quer pelo peso de cada classe ou pelo volume ou pelo número de partículas em cada classe. Com classes granulométricas de baixa amplitude é possível definir classes mais precisas melhorando a descrição de variabilidade dimensional das partículas. Os sedimentos como cascalho ou finos são avaliados como foi descrito acima mas no caso da areia o seu processo de estudo é através da separação mecânica para determinar o seu peso. A distribuição nos siltes e argilas é ainda mais complicada. A curva de distribuição granulométrica foi desenvolvendo ao longo dos anos tendo passado da escala milimétrica para a logarítmica.

Apesar de se considerar a peneiração para os cascalhos no que se refere às areias alguns investigadores defendem que o método mais correto para a determinar a curva granulométrica é a sedimentação sendo obtidos parâmetros com a velocidade de sedimentação ou diâmetro de sedimentação. Este último método é pouco utilizado porque o preço do equipamento para realizar o ensaio é muito elevado e a sua implantação no laboratório é complicado pois exige muito tempo [30].

4.2.2 Desgaste por abrasão Los Angeles

O ensaio desgaste por abrasão Los Angeles consiste em determinar o desgaste do agregado e avaliar a resistência dos materiais. É pesada determinada quantidade da amostra, colocada na peneiração e que por final é colocada na máquina de Abrasão de Los Angeles

para ser avaliada a resistência do material. Depois do processo a amostra é retirada da máquina, passa por nova peneiração e a amostra sobranse são retiradas conclusões sobre a resistência do material [37].

No interior da máquina são colocadas 12 esferas e com a rotação da amostra e das esferas é possível determinar o desgaste causado através do impacto entre agregados[38].

Abrasão é o desgaste superficial dos grãos do agregado quando são sujeitos ao atrito. A composição mineralógica, a estrutura e a respetiva aplicação do agregado são parâmetro em ter em conta quando forem retiradas conclusões [33].

4.2.3 Ensaios de compactação Proctor

Este ensaio de compactação tem como finalidade determinar a curva de variação de densidade do solo em função da humidade, para uma dada energia de compactação.

A compactação do solo consiste em reduzir o índice de vazios com auxílio de processos mecânicos. A compactação aumenta a resistência do solo e reduz a sua compressibilidade e permeabilidade. Neste ensaio é possível representar o tipo de solo (Figura 4.11), teor de humidade do solo, a energia de compactação e a espessura da camada compactada [34].

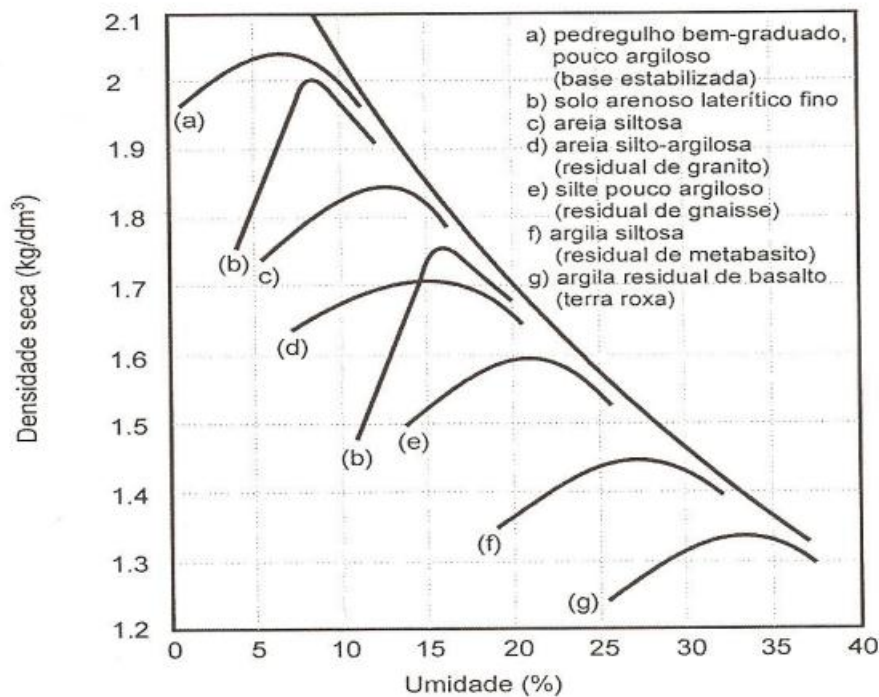


Figura 4.11 - Curva de compactação para solos diferentes [35].

Em 1933, Proctor afirmou que para baixos índices de humidade a saída de água é facilitada mas a partir de certo teor de humidade a compactação não é suficiente para expulsar o ar dos vazios pois o grau de saturação é elevado.

Na realização do ensaio a amostra deve ser previamente seca ao ar e é acrescentada água para que o solo fique com uma humidade superior a 5% a humidade ótima. Uma porção da amostra é colocada num cilindro padrão e golpeada 25 vezes com uma peça de massa 2,5kg caindo de uma altura de 30,5cm. O processo é repetido mais duas vezes.

Num projeto este ensaio permite determinar o grau de compactação permitindo o estudo do solo e comparar s o grau de compactação inicialmente admitido com o obtido em laboratório [36].

4.2.4 Ensaio de limite de liquidez e plasticidade

O limite de liquidez (**WL**) é definido como a humidade abaixo o qual o solo de comporta como material plástico. É a humidade de transição entre o estado líquido e plástico do solo. O aparelho Casagrande permite descobrir o teor de humidade em que solo fecha certa ranhura com o impacto de 25 golpes.

O limite de plasticidade é definido como o teor de humidade em que o solo deixa de ser plástico. É portanto a humidade de transição entre o estado plástico e semi - sólido do solo. Os resultados obtidos relacionam os teores de humidade através de um gráfico (teor de humidade e numero de golpes) no caso do limite de liquidez, enquanto que no limite de plasticidade a média da humidade encontrada é o valor final do limite de plasticidade [37].

4.2.5 Ensaio Triaxial

Os ensaios triaxiais têm como objetivo calcular a resistência do solo para determinada amostra. Os principais parâmetros calculados são a coesão não drenada e ângulo de resistência do solo.

Existem três tipos de ensaios triaxiais:

- i) Ensaio não consolidado não drenado (UU)
- ii) Ensaio não consolidado drenado (UD)
- iii) Ensaio consolidado drenado (CD)

Assim como o ensaio acima os resultados são obtidos através de tensões totais apenas com a diferença de como o ensaio é em condições drenadas é possível calcular a tensão efetiva caso se conheça os valores das pressões intersticiais durante o ensaio.

O último ensaio, consolidado drenado, aplica-se uma tensão de confinamento mantendo-se aberta a válvula de drenagem permitindo a consolidação sob essa pressão. Na fase de corte a válvula de drenagem é aberta sendo possível a drenagem da água. Com a dissipação de pressão neutra é possível determinar a tensão efetiva.

4.2.5.1 Realização do ensaio

O ensaio triaxial tem três fases: Fase de saturação, fase de consolidação e fase de corte sendo que a fase de consolidação não existe no ensaio não consolidado não drenado. A fase de consolidação é sempre drenada e a fase de corte é drenada nos ensaios drenados e não drenada nos ensaios não drenados.

A fase de saturação é obrigatória em ensaios saturados. O solo tem que estar totalmente saturado para garantir que a presença de bolhas de ar não afete os resultados obtidos. Esta fase é normalmente muito demorada pois depende da permeabilidade do solo, no caso dos solos finos argilosos pode demorar semanas. Só quando o solo estiver completamente saturado é que se pode passar às fases seguintes. Um grau de saturação acima de 95% já é aceitável sendo possível avançar no ensaio.

A fase de consolidação é geralmente isotrópica, ou seja, aplica-se apenas pressão de confinamento. Nesta fase o objetivo é definir o estado de tensão inicial do solo em termos de tensões efetivas.

Com o solo completamente saturado assegura-se que tensão aplicada, ou seja, a total é igual à tensão efetiva pois é permitida a drenagem de água logo dissipa-se o excesso de pressão intersticial.

A fase de corte passa por manter a pressão de confinamento constante. O corte pode ser feito em condições drenadas ou condições não drenadas. Devido ao tempo necessário para realizar o ensaio e com o objetivo de este não ser excessivamente demorado os ensaios drenados são apenas efetuados para solos muito permeáveis. No caso dos ensaios não drenados, estes são mais comuns por serem rápidos. É possível medindo as pressões intersticiais durante o corte não drenado obter os parâmetros de tensões efetivas e ângulo de resistência ao corte.

A aplicação do corte é através de uma deformação com determinada velocidade em função da permeabilidade do solo [38].

4.3. Tipologia do solo

Como já foi dito nos capítulos acima, um determinado solo tem um vasto campo de parâmetros e condições. Os ensaios em laboratório e in situ são bastante diversificados devido ao facto de os solos apresentarem diferentes características físicas e mecânicas.

Desde a granulometria à permeabilidade, um terreno apresenta sempre aspetos que diferem uns dos outros assim como a estratificação apresentada e altura de cada estrato que quase nunca é constante no desenvolvimento de um solo. Todos estes pormenores obrigam-nos mais uma vez a ser rigorosos, adotar técnicas de estudo eficazes e rentáveis a nível de custo e segurança. Estudando todo este leque de vastas opções, muitas vezes podemos concluir que, para uma certa área de construção em que tínhamos planeado ou suposto que as fundações superficiais seriam o modo de fundação mais económico, acabamos por descobrir através dos ensaios realizados que naquele caso as fundações profundas são o melhor investimento.

Apesar de a exatidão não ser 100% na avaliação de um solo, cabe à equipa competente em caso de dúvidas considerar todas as opções possíveis para as fundações.

4.3.1 Granulometria

A granulometria é considerada um dos principais parâmetros para classificação de solos. Através dos diâmetros (abaixo de 2 milímetros) das partículas, é possível determinar a análise granulometria que exige a separação de todas as partículas em função de um sistema de classificação.

Os solos mais comuns e estudados apresentam partículas de dimensões diversas mas é possível agrupar em três solos: Areia, silte e argila.

Os diâmetros relativamente às argilas são de menos 0.002 milímetros enquanto o silte 0.05 a 0.002 milímetros e as areias entre 5 e 0.05 milímetros.

A areia, através da análise granulométrica não apresenta sinais de coesão, parâmetro fundamental na caracterização de um solo, e ainda tem três grupos associados sendo eles areias finas, médias e grossas. O silte apresenta semelhança à areia em relação à química e mineralogia mas é um solo com baixa ou nenhuma plasticidade e baixa resistência. Quanto à argila tem origem natural secundária e é um dos solos que mais estudos são precisos pois normalmente a sua capacidade resistente varia muito com o nível freático apresentado [39].

Apesar de ser possível abordar mais especificamente a granulometria, neste tópico apenas serão referenciadas as características mais relevantes obtidas pelo estudo da análise granulométrica.

A textura é a proporção de diferentes classes de partículas que se encontra num solo, onde é possível definir a porosidade de cada um. Normalmente a porosidade nos solos de textura fina é menor comparada com a dos solos arenosos. O nível freático é importante na definição do solo sendo possível através da granulometria estudar o grau de permeabilidade existente na fundação com a análise da facilidade ou não de expulsão da água do solo [40].

4.3.2 Constituição/Compacidade

Anteriormente já foi referido que a constituição de um solo tem diversificados parâmetros a serem avaliados mas é necessário fazer um resumo do que é o solo numa perspetiva mais geral.

A sua constituição depende portanto do transporte e translocação de constituintes solúveis ou em suspensão que em função da força dos agentes climáticos levam à estratificação de um solo com diferentes espessuras e profundidade [41]. As diferentes classificações associadas ao solo ajudam, como primeira avaliação, o foco principal nas características mais importantes que devem ser tomadas como prioritárias para estudo.

De todos os parâmetros já enunciados e relacionados anteriormente ainda não foi referenciado uns dos mais importantes, a compacidade. Este parâmetro é associado aos solos arenosos mas definir o grau de compactação existente e a sua análise parte do índice de vazios. No caso de compacidade relativa máxima é possível afirmar que o solo atingiu o nível de compactação máximo com um índice de vazios mínimos.

Para a caracterização do nível de compactação é necessário recorrer às tabelas de classificação de areais em função do índice de vazios e compacidade relativa.

A maior ou menor concentração de grãos ou partículas de um solo não coesivo em determinado volume define num termo geral compacidade. Esta ainda pode ser estudada através dos ensaios in situ com a penetração de um instrumento de sondagem e analisar a sua dificuldade de perfuração.

Através dos estudos realizados por Proctor foram criadas tabelas como guia na avaliação do grau de compacidade. A tabela seguinte (**Tabela 4.2**) ilustra os valores médios admissíveis para o índice de vazios máximo e mínimo.

Tabela 4.2 - Relação de índice de vazios mínimos e máximos.

Tipo de areia	emáx	emin
Areia uniforme grãos angulares	1.1	0.70
Areia bem graduada de grãos angulares	0.75	0.45
Areia uniforme de grãos arredondados	0.75	0.45
Areia bem graduada de grãos arredondados	0.65	0.35

O índice de compactação relativa ainda permite a distinção entre três areias diferentes: Areia solta quando a compactação admite valores inferiores a 0.33, areia de compactação média quando tem um intervalo de valores entre 0.33 a 0.66 e finalmente areia compacta com valores acima de 0.66.

Como já foi referido acima é possível definir o grau de compactação pelos ensaios in situ. O mais usual é o SPT que relaciona a resistência à penetração com a compactação das areias (**Tabela 4.3**).

Tabela 4.3 Relação entre resistência à penetração e compactação

Resistência à penetração SPT (Nº de pancadas)	Compactação das areias
0 a 4	Muito fofa
5 a 8	Fofa
9 a 18	Média
18 a 40	Compacta
Acima de 40	Muito compacta

4.3.3 Presença de bedrock

A capacidade resistente de um solo utilizado para dimensionamento de fundações quando não são utilizados ensaios no terreno é considerado recorrendo às características conhecidas da fundação vizinha mais próxima.

A presença de bedrock constitui uma das etapas mais importantes que devem ser estudadas quando se pretende utilizar uma fundação para construção. Quando existe uma fronteira rígida que é alcançada pelos bolbos de tensões provocadas pelo carregamento o módulo de deformabilidade varia consideravelmente, limitando os assentamentos e contribuindo para a segurança à rotura da estrutura [42]. A existência de uma fronteira rígida a determinada profundidade e sendo possível determinar essa altura ajuda na escolha de fundação que se pretende dimensionar. Inevitavelmente e sendo um dos objetivos da dissertação o fator económico constitui um dos principais parâmetros a considerar para tornar todo o tipo de fundação escolhida o mais rentável possível a nível económico. No caso em que a fronteira rígida se encontra a uma profundidade elevada é necessário considerar mais uma vez, assim com já foi dito anteriormente, as fundações profundas com opção.

Em regra o módulo de deformabilidade aumenta com a profundidade da fundação atingindo os valores máximos quando se atinge a fronteira rígida mas no caso em que uma fundação admite diferentes tipos de estratos com características distintas o módulo de deformabilidade pode apresentar valores mais elevados no estrato que se apresente a uma profundidade inferior comparado com um estrato a profundidade superior.

Esta situação surge quando o tipo de estrato existente na fundação assume diferentes características, apresentando portanto diferentes resistências alterando o parâmetro de deformabilidade.

4.3.4 Origem do solo

Estamos rodeados por diferentes tipos de solos, solos esses que ao longo dos séculos se alteram em função dos agentes antrópicos. Os processos intempéricos dependem essencialmente da composição da rocha matriz e do clima da região. O solo apresenta sempre um índice de vazios superior à rocha mãe, vazios estes ocupados por água, fluidos ou ar.

Sendo assim a formação do solo depende do intemperismo físico, químico e biológico que vão moldando a rocha existente para criação de um solo. É possível afirmar que a origem do solo tem duas variantes: Origem residual ou sedimentar.

Em relação à origem residual apesar de este se alterar devido aos agentes intempéricos permanecem no local onde foram alterados não sofrendo qualquer tipo de transporte. A sua composição mineralógica e granulométrica, estrutura e espessura dependem do clima, relevo, tempo e tipo de rocha de origem. Os solos com origem sedimentar aproximam-se da designação dos solos residuais apesar da diferença é que estes sofrem transporte durante a sua decomposição. [40]

A alteração dos solos é um dos parâmetros de necessita de avaliação caso se tenham como vista a sua utilização para futura fundação. A classificação atribuída foi recomendada pela sociedade internacional da mecânica das rochas em 1981 que distingue as seguintes classes:

Tabela 4.4 - Classificação dos maciços rochosos [41].

Grau de alteração(%)	Designação	Descrição
0	Sã	Sem sinais visíveis de alteração.
< 25	Levemente alterada	A descoloração na superfície das descontinuidades mais importantes indica alteração da rocha.
25-50	Moderadamente alterada	Menos de metade do material rochoso encontra-se decomposto ou rocha sã com reticulado descontínuo.
50-75	Muito alterada	Mais de metade do material rochoso encontra-se decomposto ou rocha sã com reticulado descontínuo.
>75	Completamente alterada	A estrutura original do rochoso está bastante intacta mas mais de metade do material rochoso está decomposto.
100	Solo residual	A estrutura original do rochoso não está preservada e todo o material está decomposto.

5. Dimensionamento de fundações

Neste trabalho, o dimensionamento de fundações superficiais foi aplicado a sapatas isoladas e agrupadas ligadas por um lintel de fundação.

Para concretização desse objetivo, o dimensionamento de cada tipo de fundação foi desenvolvido um programa de cálculo (em *excel*, com macros em *visual basic*) que permite, de uma forma simples porque facilita introdução de dados e a interpretação dos resultados, a comparação entre as diferentes tipologias de fundações diretas.

Além do dimensionamento já referido foram determinados dois métodos de cálculo para o assentamento da estrutura permitindo uma análise mais profunda dos resultados obtidos assim.

De modo a manter o rigor no cálculo nem todos os fatores corretivos inseridos no programa tem uma definição teórica que se considere exata. No caso dos fatores corretivos associados à profundidade do firme normalmente recorre-se à interpolação de dados para que facilmente sejam determinados os parâmetros que se pretendem obter.

O programa desenvolvido além de tentar considerar a máxima introdução de dados em relação aos dados das fundações também apresenta um esquema estrutural versátil, ou seja, permite o dimensionamento de fundações para um número de sapatas ilimitado. O *software* criado não apresenta qualquer tipo de limitação a nível de disposição construtiva dos pilares e sapatas, ou seja, o programa assume pilares de canto, centrais e de extremidade garantido assim todos os esquemas possíveis a nível de disposição das sapatas.

• Ajuste de superfície - f_c , f_q e f_y

No dimensionamento de fundações diretas, não havendo uma expressão matemática que defina com exatidão os parâmetros corretivos associados: à base da sapata; à profundidade do firme; e ao ângulo de atrito, foi desenvolvido um ajuste de superfície que minimiza os erros de interligação dos três dados necessários para determinação dos fatores.

Para cada um dos fatores foi adotado um ajuste de superfície através de uma expressão numérica com grau variável. Ou seja, no caso do fator f_c observando o desenvolvimento dos valores admitidos nas tabelas estes não têm uma definição linear. Um dos parâmetros a considerar no ajuste de superfície é o ângulo de atrito que varia em função do tipo de solo que estamos a estudar. Como os estudos realizados anteriormente não

admitem uma gama de valores que considerem um intervalo infinito de valores, o ajuste de superfície torna-se complicado de moldar devido aos dados existentes.

A gama de valores para um ângulo de atrito de 20 tem um desenvolvimento diferente de um ângulo de 30, 36 e 40. Foi necessário ajustar cada um desses valores para criar o ajuste. Sendo o procedimento aplicável de forma idêntica para todos os fatores, o seguinte exemplo serve para explicar o que foi desenvolvido.

O **Gráfico 5.1** ilustra os valores de f_c em função da profundidade e base da sapata com ângulo de atrito fixo (20°). O desenvolvimento do ajuste de superfície criado coincide com o desenvolvimento dos valores admitidos nas tabelas. Para que tal fosse possível foi necessário ajustar a expressão da reta em função do grau do polinómio (grau 4).

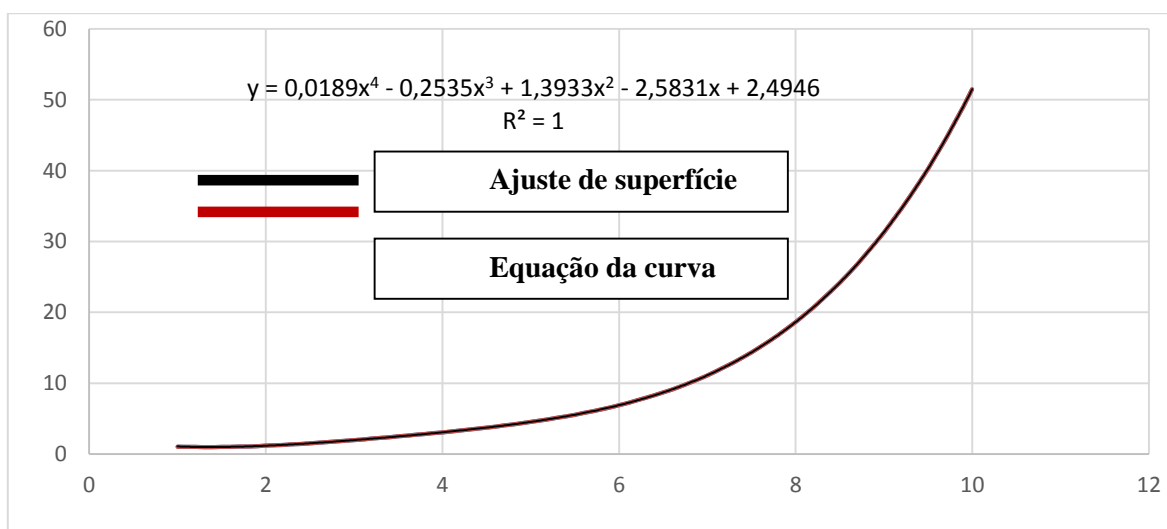


Gráfico 5.1 Linha de tendência f_c (eixos e ângulo de atrito admitido para o solo)

Para que o ajuste reconhecesse o desenvolvimento que deveria tomar foi necessário examinar cada movimento que a superfície tomava de modo a obter um resultado final confiável.

O **Gráfico 5.2** ilustra a incompatibilidade encontrada no caminho para que o ajuste apropriado coincidisse com a tendência dos valores existentes. Para um polinómio de grau 2 a curva não se adequa à tendência dos valores teóricos.

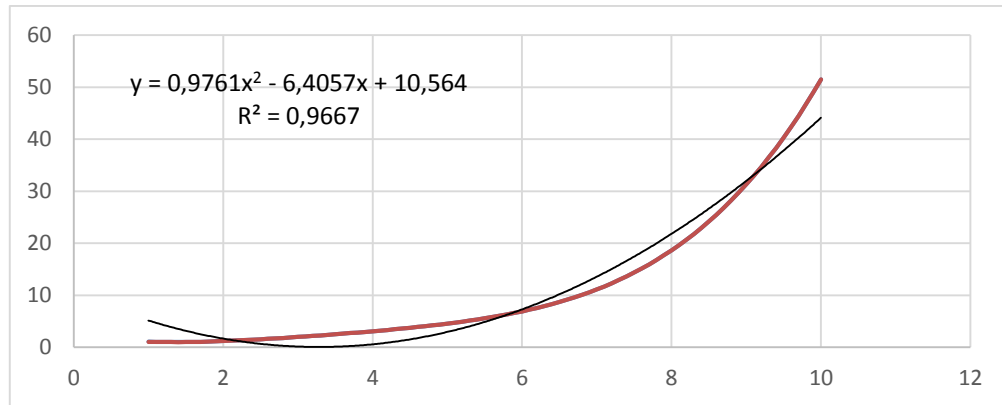


Gráfico 5.2 Ajuste de superfície para polinômio grau 2

No caso em que o ângulo de atrito admite valores de 30 (**Gráfico 5.3**) as dificuldades encontradas são as mesmas. Neste caso um polinômio de grau 3 já satisfaz as condições pretendidas sendo que o ajuste se tornou assim fundamental para a definição da expressão numérica.

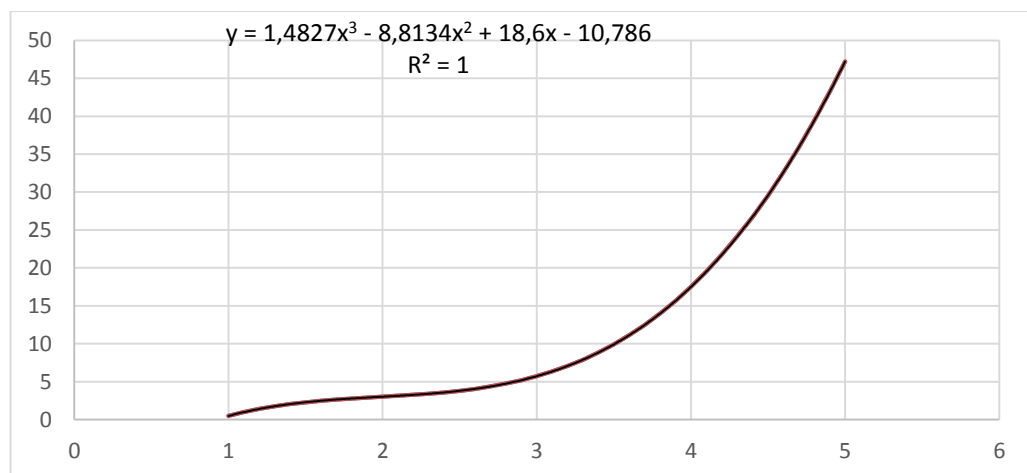


Gráfico 5.3 Ajuste de superfície – Ângulo de atrito 30°

- **Inputs e outputs dos métodos desenvolvidos**

O *software* tem a capacidade de dimensionar um determinado número de sapatas isoladas com ou sem lintel de fundação, sendo este processo tanto mais rigoroso quanto maior for a informação dada ao programa.

Os *inputs* necessários para o cálculo são as cargas que a estrutura transmite e as características do solo: presumidas ou, caso existam, resultado de ensaios *in-situ*. Em função da certeza da estratificação existente sob a fundação foram criados, assim como será descrito sucintamente mais abaixo, dois métodos de cálculo que se adequam aos dados existentes, a saber: O método 1 quando não existe o conhecimento das características do terreno e o método 2 quando há informação disponível dos ensaios *in-situ* e utilizados para definir a estratificação.

Os *outputs* do *software*, resultado do dimensionamento de cada sapata isolada e respetivos lintéis de fundação, são então, o volume de betão e a quantidade de armadura, necessários para uma posterior análise económica da execução da fundação.

- **Método 1- Dimensionamento da fundação e cálculo do assentamento**

O dimensionamento de cada sapata isolada e lintel será abordado no **subcapítulo 5.1**. no entanto, é importante, para compreensão do leitor, referir neste tópico em que se baseou o método 1.

O método 1 tem como princípio a premissa de que a constituição do solo de fundação pode ser desconhecida. Ou seja, as fundações serão apoiadas num determinado solo que não teve um estudo prévio através dos ensaios geotécnicos. Neste caso, foi criada uma base de dados com os parâmetros característicos de solos dos quais só se conhece, eventualmente, o tipo por observação direta ou por conhecimento de terrenos nas proximidades. Desde modo é possível presumir as características do solo de fundação através de valores médios que se espera representarem o conjunto dos estratos relevantes na avaliação.

Também serão disponibilizadas as características de cada tipo de solo mais usual encontrado nas estratificações mais correntes sendo possível ao utilizador adaptar ou editar as características que achar mais convenientes ao caso em que se está a lidar.

- **Método 2 – Dimensionamento sapata isolada e lintel com estratificação**

O método 2 tem uma definição diferente do anterior pelo facto de já existirem ensaios geotécnicos.

O programa desenvolvido permite que o utilizador introduza todos os dados relacionados com resultados obtidos dos ensaios no terreno além de ser possível definir toda a estratificação pretendida.

Com este método, o dimensionamento das fundações é rigoroso pois foram considerados todos os fatores corretivos utilizados nos dimensionamentos correntes, como: A forma da fundação, a inclinação da base da sapata e da superfície do terreno.

- **Assentamento diferencial**

A profundidade do firme é muitas vezes atribuída de uma forma insuficiente a uma fundação o que realça o dever de tomar precauções no cálculo do assentamento. Numa fundação em que não existam ensaios geotécnicos é fácil errar na constituição de um solo o que levou a propor uma majoração do assentamento desenvolvido nas fundações.

Essa majoração apenas foi considerada no método 1 porque, logicamente, se são desconhecidas as características do terreno e é adotada uma estratificação apenas com um tipo de solo foi necessário atribuir uma majoração de 10% no assentamento para que não surjam surpresas desagradáveis no futuro.

No método 2 como é possível obter os dados geotécnicos do terreno e definir uma estratificação, o assentamento baseou-se nas características observadas no terreno.

No dimensionamento de fundações, os parâmetros considerados nas fundações com estratificações diferentes são um problema difícil de contornar sendo necessário um cuidado maior na sua avaliação. Aliado a este argumento surgem em diversos casos construções vizinhas que provocam perturbações às construções adjacentes levando a um assentamento adicional não estimado.

5.1. Dimensionamento em *visual basic*

O programa desenvolvido em *visual basic* para dimensionamento de fundações tem interface pensada para que seja de fácil utilização. Abaixo serão descritos todos os passos necessários para o funcionamento do programa.

- **Tipo de solo**

O primeiro passo a ser realizado no *software* é saber com que tipo de fundação e conhecimento dos dados com que se estará a lidar, ou seja, será necessário optar por um dos dois métodos existentes no programa. O *software* permite escolher entre fronteira rígida ou semi rígida na opção do tipo de fundação. Por regra quando são desconhecidos os parâmetros do solo (Método 1) o tipo de fundação a adotar será “Fronteira semi-rígida”. Quando é conhecida a extensão do solo o tipo de fundação a escolher será “Fronteira rígida”.

Assim como já foi referido, o método escolhido, como passo inicial, depende da existência ou não de ensaios geotécnicos (**Figura 5.1**).

O esquema estrutural que se adotou para representar o conjunto das fundações de um edifício foi desenvolvido de modo a que todas as hipóteses possam ser contempladas pelo programa. O esquema estrutural desenvolvido tem a vantagem de criar uma possibilidade de representação limitada mas que, repetidas as vezes necessárias, pode representar a sua totalidade.

Ou seja, a opção adotada (esquema simplificado) caracteriza o esquema geral através da consideração parcial de: sapatas de canto; sapatas interiores; e de fachada.

Figura 5.1 Painel principal de introdução de dados

- **Inputs de definição do terreno**

Nesta sequência, para cada um dos métodos escolhidos, os *inputs* colocados posteriormente são diferentes. No caso do método 1 (**Figura 5.2**), a folha “**Dados do Terreno**” apenas necessita das informações referentes ao tipo de solo que se pretende admitir. As tabelas auxiliares indicam, caso o utilizador quera e necessite, os valores médios a considerar na definição do tipo de solo (**Figura 5.2**).

	A	B	E	F
1		Estratificação	Características gerais dos solos	
2	Sapata 1	Genérico	Tipo de solo	Tensão admissível (Mpa)
3	Sapata 2		Rocha, conforme a sua natureza geológica, textura e estado.	20 a 100
4	Sapata 3		Alteração da rocha de qualquer espécie (mantendo ainda a estrutura da rocha mãe)	4 a 20
5	Sapata 4		Alteração da rocha eruptiva ou metamórfica	< 4
6	Sapata 5		Pedregulho ou areia compacta	4 a 6
7	Sapata 6		Argila de consistência rijas	2 a 4
8	Sapata 7		Areia grossa de compactação média, areia fina compacta	2 a 3
9	Sapata 8		Areias fofas e argilas moles	< 1
10	Sapata 9			
11				
12				
13	Trd	250		
14	Coesão	40		
15	Ângulo de Atrito	50		
16	Módulo de Elasticidade	20000		
17	Sigma	8		
18	Beta	8		
19	Profundidade	3		
20	Coeficiente de Poisson	0,5		

Areia	fofa
	pouco compacta
	medianamente compacta
	compacta
	muito compacta
Areia com pedregulhos	pouco compacta
	compacta
Argila arenosa	
Silte	
Areia siltosa	

Solo	Coeficiente de poisson
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 a 0,5
argila saturada	0,4 a 0,5
argila não saturada	0,1 a 0,3

Figura 5.2 Introdução de dados para o método 1

Os parâmetros iniciais a serem introduzidos na folha “**Dados do Terreno**” são:

- **Tensão resistente do solo** – A tensão resistente do solo, quando não são realizados ensaios no terreno, terá que ser admitida em função de valores médios retirados de casos com aplicação prática aos quais se deve acrescentar a parte devida ao respectivo fator de segurança.
- **Coesão e ângulo de atrito** – Na coesão os valores que normalmente são tabelados em função de casos práticos e estudos realizados, quando utilizados para casos de estudo idênticos, a probabilidade de existirem erros devido a essa consideração é elevada. Daí ser importante reunir todos os dados referentes ao solo em estudo para admitir um valor minimamente aceitável. Já o ângulo de atrito, parâmetro que também representa a resistência ao corte, por regra, admite valores que rondam os 30°. Como sabemos, o estudo de uma fundação não é uma ciência exata e por vezes quando é desconhecida a constituição do terreno onde apoia é necessário adotar valores que estejam dentro de um intervalo aceitável.
- **Módulo de elasticidade** – Bowles (1977), Sherif e Konig (1975) e Kédzi (1975) estipularam valores para o módulo de elasticidade em função do tipo de solo. A escala criada para cada um dos tipos de solo é bastante específica determinando vários módulos de elasticidade em função da compactidade e consistência. O único problema encontrado no estudo realizado é que cada um deles definiu valores médios que não coincidem entre si. A solução encontrada foi analisar todos os parâmetros por eles determinados e definir um intervalo que se ajuste um pouco a todos.
- **Profundidade do firme** – Assim como a coesão, quando não existem dados referentes ao terreno, a profundidade do firme não é um parâmetro de fácil avaliação. Nestas situações, quando o terreno mais próximo já foi explorado pode servir como guia para atribuir valores.
- **Coefficiente de Poisson** – Sendo um parâmetro com influência direta no cálculo do assentamento existem sempre valores médios disponíveis para cada tipo de solo que podem ser aceites e introduzidos.
- **Sigma e Beta** – os parâmetros Sigma (Σ) e Beta (β) definem a inclinação da fundação. O primeiro em relação ao ângulo que a base da sapata faz com o solo e

o segundo em relação ao ângulo que a superfície do terreno faz com a fundação. São parâmetros corretivos que definem a carga última do solo e que, em caso de não existirem dados referentes a estes parâmetros, o mais aceitável será sempre assumir o valor zero pois a sua influência na carga última é bastante reduzida. Os parâmetros corretivos serão abordados com mais pormenor posteriormente.

A base de dimensionamento do método 2 já assume que existem sondagens referentes ao solo tendo uma interface otimizada para introduzir todos os dados recolhidos dos ensaios geotécnicos.

The image shows a software interface for entering geotechnical data. It consists of several tables and a button.

Dados do terreno - Solo 1

Trd	400
Coesão	30
Ângulo de Atrito	35
Módulo de elasticidade	20000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,3

Dados do terreno - Solo 2

Trd	250
Coesão	40
Ângulo de Atrito	50
Módulo de elasticidade	15000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,2

Dados do terreno - Solo 3

Trd	300
Coesão	40
Ângulo de Atrito	50
Módulo de elasticidade	18000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,4

Dados do terreno - Solo 4

Trd	200
Coesão	40
Ângulo de Atrito	50
Módulo de elasticidade	14000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,1

Dados do terreno - Genérico

Trd	100000
Coesão	30
Ângulo de atrito	35
Módulo de elasticidade	20000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade do fio	0
Coefficiente Poisson	0,5

Sapata 1

Estrato	Profundidade
Total	0

Sapata 2

Estrato	Profundidade
Total	0

Sapata 3

Estrato	Profundidade
Total	0

Sapata 4

Estrato	Profundidade
Total	0

2. Introduzir Dados Cargas

Figura 5.3 Painel principal do método 2

É necessário explicar sucintamente o funcionamento do método 2. Cada tabela existente na folha “**Dados do terreno met2**” com o cabeçalho “**Sapata**” terá que ser preenchida com os estratos e respetivas características de cada tipo de solo de fundação. Para o caso de existirem solos diferentes, as tabelas “**Dados do terreno – Solo**” admitem valores médios para vários tipos de solo mas tem a vantagem de poderem ser alteradas caso os

ensaios geotécnicos tenham sido esclarecedores em relação a alguns parâmetros encontrados em cada uma das tabelas. (Figura 5.3)

The image shows a software interface for entering soil data. It consists of two identical sections, one above the other. Each section has a top part with soil data tables and a bottom part with footing data tables.

Top Section: Soil Data Tables

- Dados do terreno - Solo 1**

Trd	400
Coesão	30
Ângulo de Atrito	35
Módulo de elasticidade	20000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,3
- Dados do terreno - Solo 2**

Trd	250
Coesão	40
Ângulo de Atrito	50
Módulo de elasticidade	15000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,2
- Dados do terreno - Solo 3**

Trd	300
Coesão	40
Ângulo de Atrito	50
Módulo de elasticidade	18000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,4
- Dados do terreno - Solo 4**

Trd	200
Coesão	40
Ângulo de Atrito	50
Módulo de elasticidade	14000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,1
- Dados do terreno - Genérico**

Trd	100000
Coesao	30
Angulo de atrito	35
Módulo de elasticidade	20000
Sigma	8
Beta	8
Profundidade do fi	0
Coefficiente Poisson	0,5

Bottom Section: Footing Data Tables

Below the soil data is a section labeled '2. Introduzir Dados Cargas' (Introduce Load Data). It contains four tables for 'Sapata 1', 'Sapata 2', 'Sapata 3', and 'Sapata 4'. Each table has two columns: 'Estrato' (Layer) and 'Profundidade' (Depth). The 'Total' row for each table shows a value of 0.

The interface also shows a menu bar with 'Cover' and 'Dados Terreno Met2', and a status bar with 'H10' and a formula bar.

Figura 5.3 – Introdução de dados do terreno

A tabela “**Dados do terreno-Genérico**” apenas fará a ponte para o pré-dimensionamento das sapatas isoladas adotando um valor aproximado da tensão resistente do solo que em dimensionamento deverá ser ajustada em função do resultado do próprio pré-dimensionamento.

O pré-dimensionamento das sapatas isoladas e lintel de fundação precisam então do máximo de informações possíveis relacionadas com o solo, mas para que todo o processo de escolha de fundação seja possível é necessário ter informação sobre os esforços que a estrutura transmite. A **Figura 5.4** ilustra o painel de introdução de cargas para cada sapata admitidas no início do cálculo. O momento fletor nas direções x e y e os esforços axiais são a base para o cálculo das dimensões da sapata assim como as dimensões dos pilares que estão a exercer os esforços. O comprimento do lintel de fundação também terá que ser inserido na folha “**Dados das cargas**”. Todo o processo de cálculo das sapatas isoladas e lintel de fundação será abordado posteriormente.

Sapata Inicial	Sapata Final	Distancia	Direção	
Lintel 1	1	2	7	X

Figura 5.4 Introdução de cargas no *visual basic*

De modo a criar um *software* completo, tentando abranger todos os casos possíveis na introdução de dados abrangendo todos os fatores corretivos (**Figura 5.5**) Os coeficientes, já descritos anteriormente, foram ajustados em função das várias alternativas dadas pelos autores, utilizando as expressões resumidas por Manuel de Matos Fernandes:

- Fatores de forma da fundação (S_c, S_q e S_γ) estão relacionados com as dimensões da sapata;
- Fator de inclinação da sapata (i_c, i_q e i_γ) dependem dos esforços associados à fundação;
- Inclinação da base da sapata (b_c, b_q e b_γ) dependem do ângulo (Σ) entre a fundação e o terreno que em casos de neutralidade deverá ser considerando zero. A inclinação da superfície do terreno (g_c, g_q e g_γ) depende do ângulo (β) formado entre a superfície do terreno e a fundação.

Todos esses fatores corretivos devem ser considerados quando as características do terreno são determinadas por ensaios (e não presumidos) pois tem um peso considerável na determinação da carga última da fundação.

A profundidade do firme (f_c, f_q e f_γ) assim como foi dito anteriormente não tem uma expressão geral de cálculo sendo obtida pela determinação de um ajuste de superfície que engloba os parâmetros a este associados: como a relação da base da sapata e a profundidade do firme; assim como o ângulo de atrito.

O assentamento de cada sapata depende do meio inserido sendo que esta opção também foi obviamente considerada. O meio semi-indefinido e fronteira rígida dependem mais uma vez da informação existente.

Figura 5.5 Fatores corretivos e meio inserido da sapata

A primeira fase de dimensionamento de fundações, parte de toda a informação recolhida dos ensaios geotécnicos sendo que a segunda fase já aborda o dimensionamento das sapatas isoladas e lintel de fundação e por fim o cálculo ao respetivo assentamento.

5.2. Sapata isolada

Assim como foi referido no tópico anterior, a segunda fase do processo é o dimensionamento de sapatas isoladas. A base criada pela fase anterior permitiu determinar as dimensões das sapatas em planta.

As cargas atuantes na fundação e a tensão resistente do solo definem os parâmetros geométricos da sapata: Comprimento, largura e altura.

A forma geométrica admitida para a sapata foi a quadrada e as verificações da tensão resistente e altura foram as consideradas no cálculo.

A **Figura 5.6** ilustra os parâmetros determinados no dimensionamento, as verificações efetuadas e a carga última. A folha de cálculo também apresenta a classe do aço e betão pois são aspetos importantes no cálculo e posterior construção.

	A	B	C	D	E	F
2	Sapata 1			Sapata 2		
3	Bx	By		Bx	By	
4	5,19	5,19		5,1	5,1	
5						
6	Classe do Aço			Classe do Aço		
7	A400			A400		
8	Classe do Betão			Classe do Betão		
9	C25/30			C25/30		
10	W	4,8		W	4,4	
11	ex	0,42		ex	0,45	
12	exy	0,33		exy	0,36	
13	Verificação			Verificação		
14	Tensão Referência	243,08		Tensão Referência	241,48	
15	Tensão Resistente	250		Tensão Resistente	250	
16	Dimensionamento em altura			Dimensionamento em altura		
17	H	1,17		H	1,15	
18	d	1,12		d	1,1	
19	Verificação			Verificação		
20	Ved (CalcSimp)			Ved (CalcSimp)		
21	Ved,red (EC2)	446,99		Ved,red (EC2)	433,73	
22	Capacidade Última			Capacidade Última		
23	Qult	600		Qult	730	
24						
25						
26						
27						
28						
29						
30						
31						
32						
33						
34						
35						
36						
37						
38						
39						
40						
41						
42						
43						
44						
45						
46						
47						
48						
49						
50						
51						
52						
53						
54						
55						
56						
57						
58						
59						
60						
61						
62						
63						
64						
65						
66						
67						
68						
69						
70						
71						
72						
73						
74						
75						
76						
77						
78						
79						
80						
81						
82						
83						
84						
85						
86						
87						
88						
89						
90						
91						
92						
93						
94						
95						
96						
97						
98						
99						
100						

Figura 5.6 Dimensionamento de sapata isolada

Em função da profundidade da estratificação o assentamento será pormenorizado na folha “**Assentamento de sapatas**” como indica a **Figura 5.7**. A pressão num meio semi-indefinido aplicado numa determinada área que levam a tensões incrementais em profundidade. Para o cálculo, a profundidade da estratificação exige o cálculo do assentamento em intervalos de um metro com o respetivo ponto de aplicação no centro. No caso de o cálculo ser coincidente na zona fronteira entre duas estratificações diferentes em que o módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson apresentam valores diferentes será realizada uma comparação entre ambos considerando o que tem menor valor. É possível fazer uma análise do assentamento em intervalos de um metro no programa de cálculo. (**Figura 5.7**)

	A	B	C	D	E
1	Sapata 1			Sapata 2	
3	Nsd	1200		Nsd	1100
4	Bx	4,89		Bx	4,8
5	Módulo de Elasticidade	20000		Módulo de Elasticidade	15000
6	Coefficiente de Poisson	0,5		Coefficiente de Poisson	0,5
7	Fator de Forma da Fundação	0,92		Fator de Forma da Fundação	0,92
8	Assentamento Sapata	0,4524		Assentamento Sapata	0,4147
9					
10	4. Mostrar Método			Reset	
11					
12					
13					
14	Profundidade	Assentamento		Profundidade	Assentamento
15	1	0,0078		1	0,00715
16	2	0,0156		2	0,0143
17	3	0,0234		3	0,02145
18	4	0,0312		4	0,0286
19	5	0,072		5	0,066
20	6	0,0864		6	0,0792
21	7	0,1008		7	0,0924
22	8	0,1152		8	0,1056
23					
24					

Figura 5.7 Assentamento obtido para cada sapata

Todos os dados importantes relacionados com o assentamento foram descritos na folha “**Assentamento de sapatas**” assim como todos os parâmetros que influenciam o cálculo para cada sapata admitida. O dimensionamento do lintel de fundação, como continuação do processo de cálculo, será abordado no tópico 5.3.

5.3. Sapata isolada com lintel de fundação

Para teste e análise do lintel de fundação foram considerados dois casos distintos: o assentamento entre duas fundações e a variação do esforço axial entre sapatas sendo este último meramente comparativo. A variação do esforço axial utilizado como base de cálculo do assentamento de fundações não apresenta valores coerentes e precisos como o assentamento em função do tipo de estratificação existente. Sendo as cargas aplicadas nas fundações parte importante do cálculo é fundamental afirmar que a determinação do assentamento tendo só como base os esforços aplicados acaba por ser um estudo que nada acrescenta ao conhecimento.

O dimensionamento do lintel foi obtido em função do assentamento das sapatas adjacentes.

Assim como indica a **Figura 5.8**, através do pré dimensionamento foi determinada a altura do lintel que serviu de base ao dimensionamento.

	A	B	C	D	E	F	G	H	
1		Dimensionamento Lintel Método Assentamento - Com Estratificação							
2		Lintel 1		7					
3		Inércia		0,04					
4		Momento		42,75					
5		Altura PD		1,05					
6		Dimensionamento Lintel							
7		Altura Lintel Dim		0,13					
8		Volume Betão		2,94					
9		Área Armadura		89,13					
10		Volume Final		2,94					
11									
12									
13		Dimensionamento Lintel Metodo esforço axial Método 3							
14		Variação Esforço Axial		100					
15		Ma (Esquerda)		350					
16		Mb (Direita)		350					
17		Comprimento Lintel 1		7					
18		Dimensionamento Lintel							
19		Altura Lintel 1		1,05					
20		Altura Lintel1 (Construtivo)		2,94					
21		Volume Betão		89,13					
22		Área Armadura							
23		Volume Final							
24									
25		Menu Inicial			Análise Resultados				
26									
27									
28									

Pronto | Cover | Dados Terreno Met2 | DadosCargas | Dados Geometricos | Calculo | Assentamento Sapatas | **Método 2**

Figura 5.8 Dimensionamento do lintel

A largura do lintel foi considerada o menor lado do pilar entre as sapatas consideradas e o comprimento é a medida entre o eixo desses mesmos pilares (introduzidos em “**Dados das cargas**”). A largura do lintel tem o pormenor de depender da direção em que este se encontra e que já foi definido no programa de cálculo. Em função do número de sapatas, o programa assume automaticamente as direções que o lintel pode ter, assim como as respetivas associações à largura do pilar na direção **x** ou **y**.

O lintel de fundação terá uma análise comparativa entre os dois métodos efetuados e também uma análise de dimensionamento em função do assentamento e do esforço axial para uma melhor e mais abrangente análise de resultados (**Figura 5.9**). Assim como já referido anteriormente, os dois métodos desenvolvidos partem de parâmetros das fundações

diferentes. No caso em que as características do solo são desconhecidas, o assentamento calculado apresenta resultados diferentes em comparação com o cálculo de assentamento com conhecimento do tipo de fundação que se está a estudar. A análise de resultados permite comparar as duas situações e verificar as diferenças encontradas.

R24						fx	
	A	B	C	D	E		
1							
2	1			1			
3	Lintel	Método 1	7	Método 2	7		
4	Altura Lintel Cálculo		0,09		0,43		
5	Altura Lintel Construtivo		1,12		1,12		
6	Volume Betão		3,14		3,14		
7	Área Armadura		95,07		95,07		
8	Volume Cálculo		0,252		1,204		
9	Volume Final		3,14		3,14		
10	Assentamento		0,021		0,432539683		
11	1			1			
12	Lintel	E. Axial	7	E. Axial	7		
13	Altura Lintel Cálculo		0,44		0,44		
14	Altura Lintel Construtivo		1,12		1,12		
15	Volume Betão		3,14		3,14		
16	Área Armadura		95,07		95,07		
17	Volume Cálculo		1,232		1,232		
18	Volume Final		3,14		3,14		
19	Assentamento						
20							
21	Menu Inicial						
22							
23							
24							
25							
Cover						Dados Terreno	
Dados Terreno Met2						DadosCargas	
Dados Ge							
Pronto							

Figura 5.9 Análise de resultados

6. Caso de estudo

O projeto em estudo, edifício sustentável de Viana do Castelo, teve o reconhecimento geológico-geotécnico que foi fornecido para análise e posterior aplicação de resultados no programa desenvolvido.

O *Standard Penetration Test (SPT)* ou ensaio de penetração dinâmica foi o ensaio realizado ao terreno pela empresa **Geoma - geotecnia e mecânica dos solos, LDA**.

A **Figura 6.1** ilustra a zona de aplicação do ensaio *SPT* que efetuou a campanha de prospeção envolvendo a execução de 3 sondagens mecânicas e a instalação de um tubo piezométrico.



Figura 6.1 Local de estudo – Instituto Politécnico de Viana do Castelo

6.1. Dimensionamento Edifício Sustentável

Para o dimensionamento ser possível foi necessário analisar as plantas e cortes disponibilizados pelo Instituto Politécnico de Viana do Castelo, a fim de esquematizar onde se localizam e a que distância estão entre si os pilares e respetivas sapatas (**Figura 6.2**).

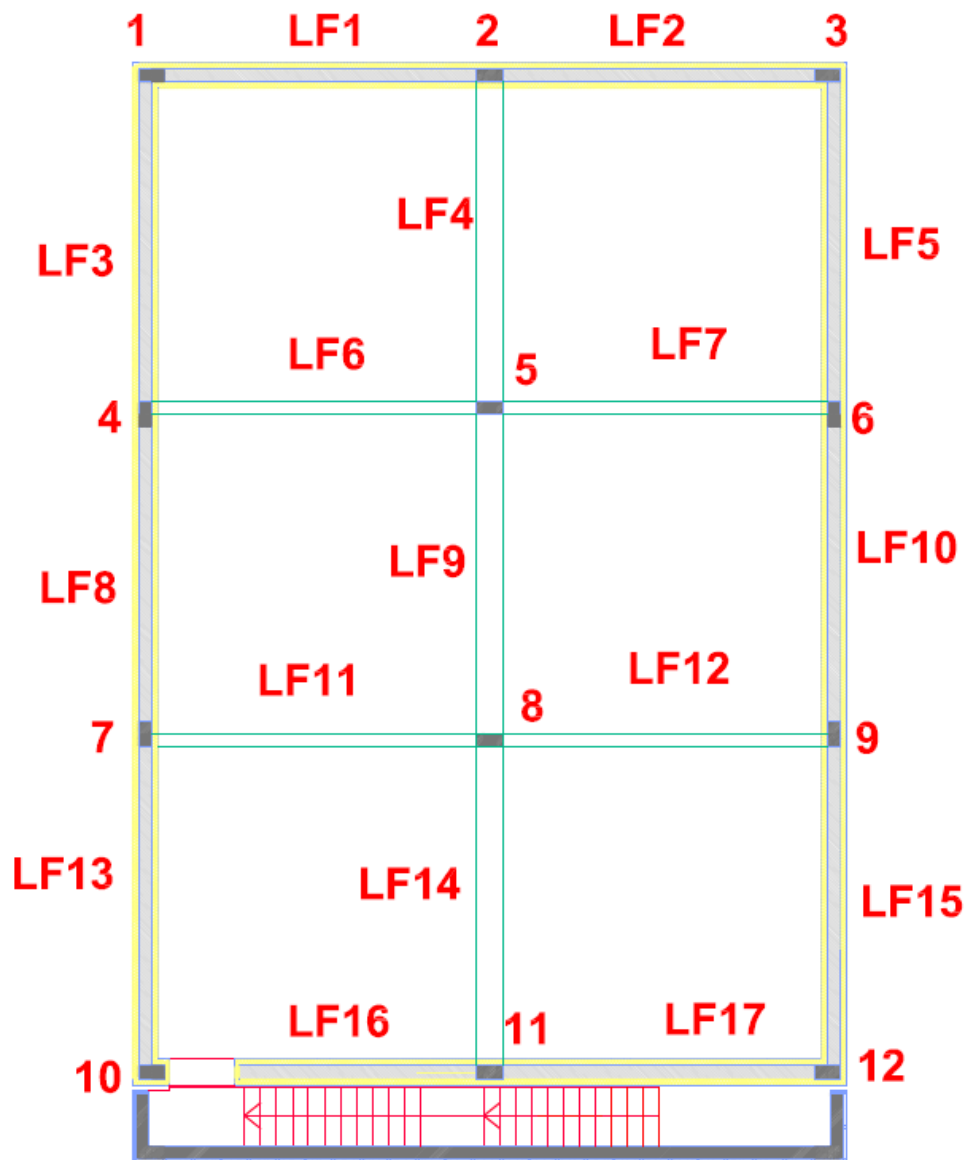


Figura 6.2 Esquema estrutural edifício sustentável “LF” – Lintel de fundação

O edifício é constituído por dois pisos acima da superfície do solo e uma cave. A cobertura é plana e acessível e a cave é constituída por muros de betão armado.

A planta estrutural do edifício com o esquema de fundação existente no *software* foi dividida em dois esquemas diferentes que serão detalhados abaixo.

O primeiro esquema (Figura 6.3) apresenta a disposição dos pilares de um a nove, em que são consideradas as cargas que atuam sobre o edifício assim como indicado no projeto original do edifício. Assim como foi dito anteriormente no Capítulo 5, o *software* desenvolvido é capaz de esquematizar qualquer disposição estrutural ao nível das sapatas. No caso de estudo, apesar de ter sido necessário dividir a planta para posterior dimensionamento, é de referir que o *software* criado não apresenta qualquer tipo de limitação a nível do número de sapatas inseridas visto que podem ser calculados vários esquemas estruturais indo ao encontro do dimensionamento pretendido.

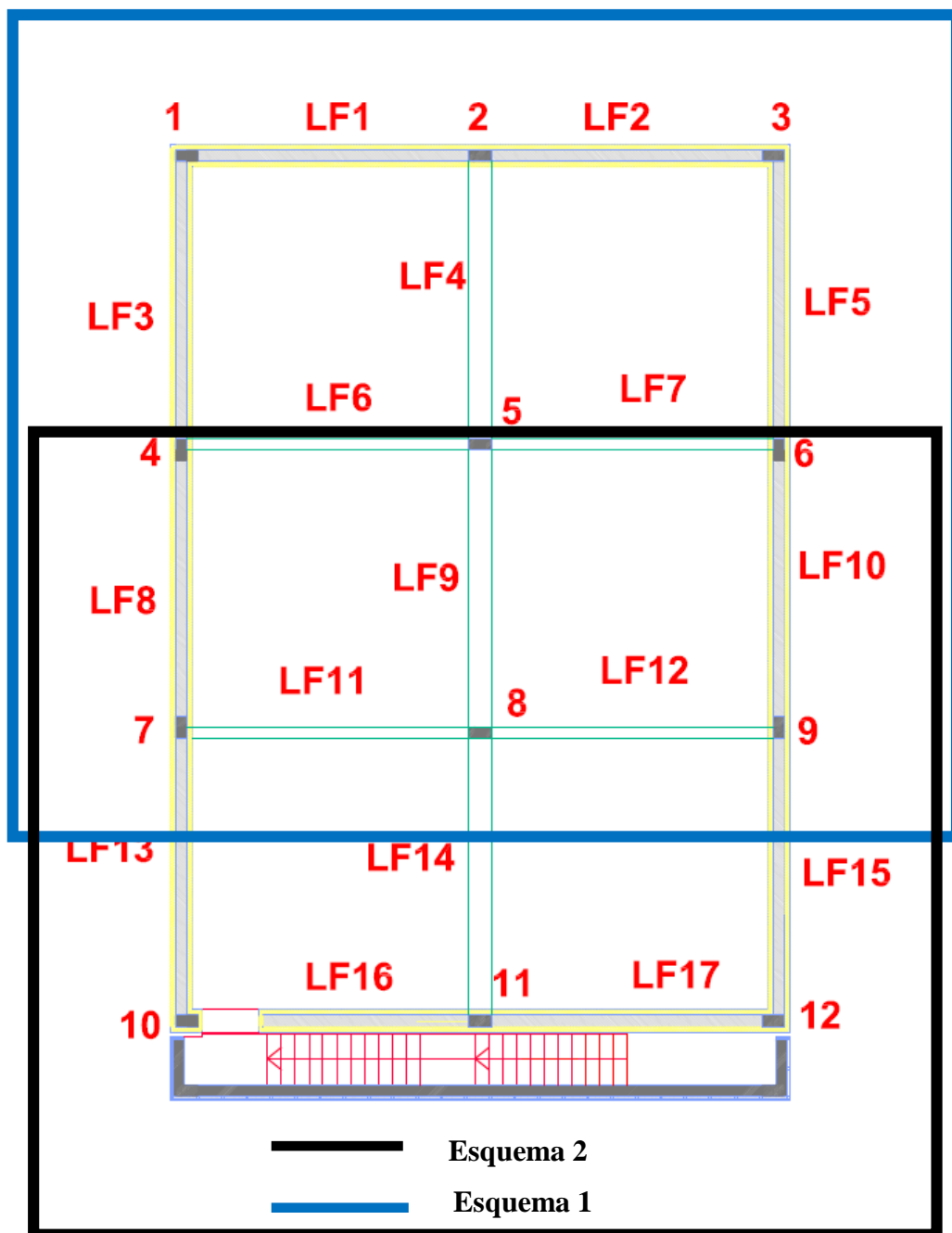


Figura 6.3 Esquema estrutural inicial de cálculo (Pilar 1 a 12)

O segundo esquema representa a disposição estrutural dos pilares de quatro a doze em que os pilares determinados nos dois esquemas, caso assumam esforços axiais e momentos fletores diferentes em pilares coincidentes nos dois distintos cálculos de esforços adotados serão considerados os esforços que cumpram os requisitos necessários que apresenta a planta estrutural original, isto é, alguns pilares são determinados em ambos os métodos devido ao esquema estrutural considerado em que no primeiro esquema estrutural o pilar pode ser de canto e no segundo método já pode ser central.

A **Tabela 6.1** representa o comprimento dos lintéis de fundação medidos em projeto em função da distância existente entre pilares. Na totalidade são dimensionados dezassete lintéis de fundação cuja geometria pode ser analisada na **Tabela 6.2**.

Tabela 6.1 Medidas e direções dos lintéis de fundação

Lintel de fundação	Sap. Inicial	Sap. Final	Comprimento(m)	Direção
1	1	2	4,9	x
2	2	3	4,9	X
3	1	4	5	Y
4	2	5	5	Y
5	3	6	5	Y
6	4	5	5,1	X
7	5	6	5,1	X
8	4	7	4,6	Y
9	5	8	5	Y
10	6	9	4,6	Y
11	7	8	5,1	X
12	8	9	5,1	X
13	7	10	5	Y
14	8	11	5	Y
15	9	12	5	Y
16	10	11	4,9	X
17	11	12	4,9	X

A forma geométrica admitida para os lintéis depende da largura dos pilares que também foi medida em projeto. Como os pilares podem não ter geometria quadrangular é necessário considerar as direções que os lintéis de fundação têm na planta estrutural a fim de associar às medidas dos pilares na direção x e y (**Tabela 6.2**).

Tabela 6.2 Dimensões e esforços dos pilares

Pilar	Orientação	Medida	Valor Admitido para cálculo KPa
1	X	0,2	238.3
	Y	0,4	
2	X	0,2	514.4
	Y	0,4	
3	X	0,2	238.3
	Y	0,4	
4	X	0,4	552.0
	Y	0,2	
5	X	0,2	1306.0
	Y	0,4	
6	X	0,4	552.0
	Y	0,2	
7	X	0,4	552.0
	Y	0,2	
8	X	0,2	1306.0
	Y	0,4	
9	X	0,4	552.0
	Y	0,2	
10	X	0,2	552.0
	Y	0,4	
11	X	0,2	514.4
	Y	0,4	
12	X	0,2	238.3
	Y	0,4	

Os esforços axiais, formas geométricas dos pilares e lintéis de fundação foram inseridos no programa a fim de determinar a melhor solução construtiva para as fundações.

As condições impostas pelo programa, assim como foi abordado nos tópicos **5.1**, **5.2** e **5.3**, exigem que seja necessário introduzir dados relacionados com a geometria e tipo de solo do terreno assim como a confirmação dos coeficientes corretivos existentes no terreno.

É necessário descrever e explicar quais as características que foram consideradas no dimensionamento das fundações para análise de resultados.

O método 1 no dimensionamento não se torna vantajoso visto que o método só se aplica no caso de desconhecimento das características exatas do terreno de fundação (inexistência de ensaios geotécnicos).

Como também se pretende uma análise comparativa entre situações de conhecimento e desconhecimento das características do terreno, foram considerados parâmetros gerais no método 1 e parâmetros mais específicos obtidos dos ensaios geotécnicos na introdução de dados para o método 2.

As situações mais correntes de dimensionamento de fundações em casos reais passam pelos métodos 1 ou 2, pelo que é importante fazer uma comparação entre métodos para observar a importância do conhecimento das características do solo a nível de betão utilizado na construção assim como analisar se a estrutura foi dimensionada tendo em vista os assentamentos significativos que nela possam surgir.

A utilização do método 1 poderá ter um dimensionamento abaixo do exigido ou até mesmo um sobredimensionamento que leva a um gasto desnecessário de materiais na construção.

A comparação entre ambos os métodos permite estudar a quantidade de material usado em obra assim com as incoerências relacionadas com os assentamentos de fundações, isto é, quando se faz o cálculo de assentamentos de fundações baseado em dados determinados no terreno e em dados admitidos sem ensaios *in situ*.

As sondagens realizadas na obra em estudo, e que já foram referenciadas no tópico **5.4**, encontram-se representadas na **Figura 6.4**. Os pontos escolhidos para cada ensaio são coincidentes com os pilares dois, cinco e onze e que serviram de guia para delimitar o terreno que envolve a fundação.

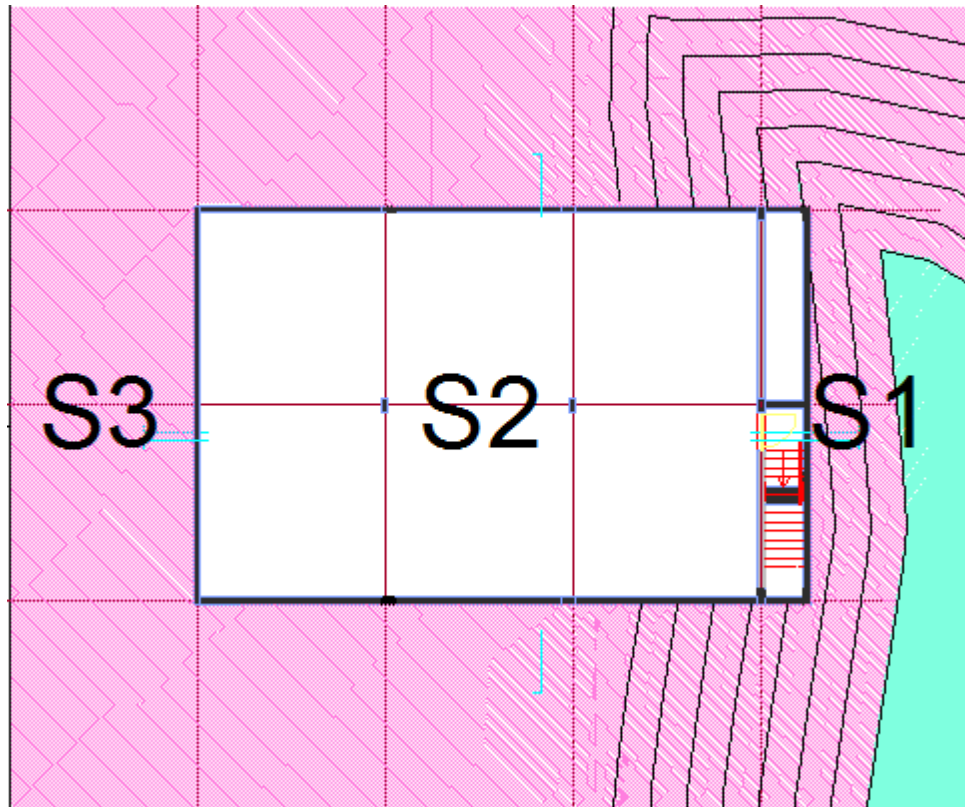


Figura 6.4 Pontos do ensaio SPT

No caso de estudo foram consideradas as estratificações em função dos ensaios realizados. A disposição da estratificação definida ao longo do terreno assim como as características mecânicas em função da profundidade estão discriminadas na **tabela 6.3** que indica os parâmetros associados a cada sapata e lintel de fundação que serão dimensionados.

Tabela 6.3 Dados geotécnicos considerados

Quadro de dados geotécnicos admitidos					
Sapata	Tipo de solo	Prof. (m)	Coesão (Pa)	Ângulo de atrito (°)	Módulo de elasticidade (MPa)
1	Tv/CO	2,2	---	26	-----
	XZ 1 – W5	1,8	---	34	10
	XZ 2 – W5	2,04	---	34	10
2	Tv/CO	2,2	---	26	-----
	XZ 1 – W5	1,8	---	34	10
	XZ 2 – W5	2,04	---	34	10
3	Tv/CO	2,2	---	26	-----
	XZ 1 – W5	1,8	---	34	10
	XZ 2 – W5	2,04	---	34	10
4	Tv/CO	1,8	---	26	-----
	XZ 1 – W5	2,7	---	34	10
	XZ 2 – W4/5	3	50	38	70
5	Tv/CO	1,8	---	26	-----
	XZ 1 – W5	2,7	---	34	10
	XZ 2 – W4/5	3	50	38	70
6	Tv/CO	1,8	---	26	-----
	XZ 1 – W5	2,7	---	34	10
	XZ 2 – W4/5	3	50	38	70
7	Tv/CO	1,8	---	26	-----
	XZ 1 – W5	2,7	---	34	10
	XZ 2 – W5	2,4	---	34	10
8	Tv/CO	1,8	---	26	-----
	XZ 1 – W5	2,7	---	34	10
	XZ 2 – W5	2,4	---	34	10
9	Tv/CO	1,8	---	26	-----
	XZ 1 – W5	2,7	---	34	10
	XZ 2 – W5	2,4	---	34	10
10	Tv/CO	1,8	---	26	-----
	XZ 1 - W5	2,7	50	38	70
	XZ 2 - W4/5	1,75	50	38	70
11	Tv /CO	1,8	---	26	-----
	XZ 1 - W5	2,7	---	34	10
	XZ 2 - W4/5	1,75	50	38	70
12	Tv/CO	1,8	---	26	-----
	XZ 1 - W5	2,7	---	34	10
	XZ 2 - W4/5	1,75	50	38	70

O edifício sustentável foi delimitado numa vista 3D para obter uma maior perceção dos vários tipos de solo existentes, assim como a espessura da estratificação que sustenta o edifício. Na **Figura 6.5** pode ser observada a área de implantação do edifício sustentável com a numeração atribuída às sapatas que serão dimensionadas. Os três ensaios **SPT** realizados levaram à divisão do terreno num número igual aos ensaios realizados, ou seja, o terreno foi dividido em três parcelas.

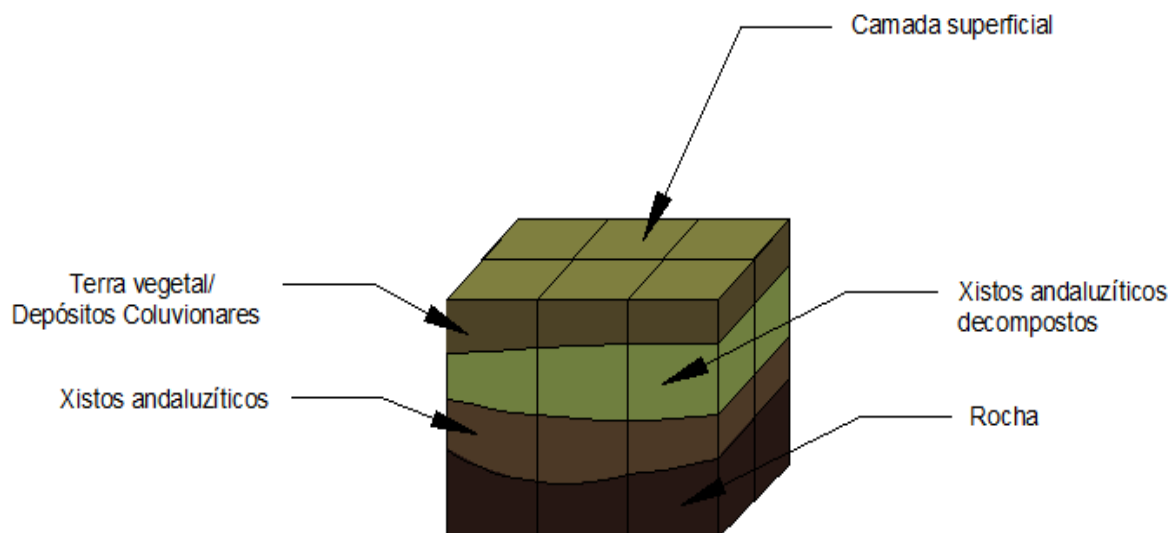


Figura 6.5 Estratificação do terreno

Como já foi dito anteriormente o método 1 apenas se tornará útil caso não existiam ensaios geotécnicos, mas para realizar um estudo comparativo entre os métodos desenvolvidos no método 1 foram considerados os parâmetros do solo apenas em função da localização inserida e principalmente em função do tipo de solo que se espera que exista no local. A informação que é disponibilizada pela carta geológica de Portugal é que o terreno em estudo é constituído por xistos xistentos, que pertence ao grupo da rocha, um dos grandes grupos de solo existentes.

Assim como é disponibilizado pelo *software*, os valores médios dos parâmetros característicos da rocha são de 20 a 100 Kpa para a tensão admissível, 30° de ângulo de atrito, 0,12 de *coeficiente de Poisson* e não sendo uma característica das rochas a coesão admitida será nula.

Porque se pretende a comparação entre os dois métodos, as cargas, as dimensões dos pilares e lintéis de fundação terão valores iguais aos atribuídos no método 2.

6.2. Dados admitidos no *software*

Todos os dados recolhidos ao longo do estudo das fundações do edifício sustentável assim como as cargas aplicadas ao terreno foram consideradas no dimensionamento. No método 2 foram distinguidos três estratos com três tipos de solo: Solo 1, solo 2 e solo 3. (Figura 6.6)

O solo 1 resumidamente trata-se de uma camada superficial de revestimento das fundações com uma espessura que varia entre os 1,8 e os 2,2 metros. Não apresenta um assentamento pelo facto de os ensaios não atribuírem qualquer valor ao módulo de elasticidade que está diretamente relacionado com o cálculo do assentamento. Apesar disso o valor de angulo de atrito ronda os 26°.

O solo 2 não apresenta valores de coesão mas sim de angulo de atrito. Apresenta valores superiores ao encontrado no solo 1 (34°) e o módulo de elasticidade admitido nos ensaios geotécnicos ronda os 10 **MPa**.

Para o solo 3, a última camada do terreno, ao contrário dos outros dois tipos de solo apresenta valores de coesão (50 KPa) e angulo de atrito (38°). O módulo de elasticidade é significativamente superior ao solo 2, com valores de 70 **MPa**.

A tensão de resistência, considerando os três tipos de solo em conjunto, apresenta valores de 400 **KPa**.

N22

f_x

Sapata 1	
Estrato	Profundidade
Solo 1	2,2
Solo 2	1,8
Solo 2	2,04
Total	6,04

Sapata 2	
Estrato	Profundidade
Solo 1	2,2
Solo 2	1,8
Solo 2	2,04
Total	6,04

Sapata 3	
Estrato	Profundidade
Solo 1	2,2
Solo 2	1,8
Solo 2	2,04
Total	6,04

Sapata 7	
Estrato	Profundidade
Solo 1	1,8
Solo 2	2,7
Solo 1	2,4
Total	6,9

Sapata 8	
Estrato	Profundidade
Solo 1	1,8
Solo 2	2,7
Solo 1	2,4
Total	6,9

Sapata 9	
Estrato	Profundidade
Solo 1	1,8
Solo 2	2,7
Solo 1	2,4
Total	6,9

N22

f_x

Sapata 4	
Estrato	Profundidade
Solo 1	1,8
Solo 2	2,7
Solo 3	3
Total	7,5

Sapata 5	
Estrato	Profundidade
Solo 1	1,8
Solo 2	2,7
Solo 3	3
Total	7,5

Sapata 6	
Estrato	Profundidade
Solo 1	1,8
Solo 2	2,7
Solo 3	3
Total	7,5

Sapata 10	
Estrato	Profundidade
Solo 1	1,8
Solo 2	2,7
Solo 2	1,75
Total	6,25

Sapata 11	
Estrato	Profundidade
Solo 1	1,8
Solo 2	2,7
Solo 2	1,75
Total	6,25

Sapata 12	
Estrato	Profundidade
Solo 1	1,8
Solo 2	2,7
Solo 2	1,75
Total	6,25

Dados do terreno - Solo 1	
Trd	400
Coesão	0
Ângulo de Atrito	26
Módulo de elasticidade	0
Sigma	0
Beta	0
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,3

Dados do terreno - Solo 2	
Trd	400
Coesão	0
Ângulo de Atrito	34
Módulo de elasticidade	10000
Sigma	0
Beta	0
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,2

Dados do terreno - Solo 3	
Trd	400
Coesão	50
Ângulo de Atrito	38
Módulo de elasticidade	70000
Sigma	0
Beta	0
Profundidade	3
Coefficiente de Poisson	0,4

Figura 6.6 Dados inseridos – Método 2

Os esforços axiais e momentos fletores são dos aspetos com grande influência no dimensionamento a efetuar. Como é óbvio, em paralelo com os dados do terreno, os valores dos esforços que são transmitidos à fundação tem um peso nas dimensões que posteriormente serão calculadas.

Os comprimentos dos lintéis de fundação considerados entre sapatas são introduzidos na folha “Dados das cargas” (**Figura 6.7**)

Sapata 1		Sapata 2		Sapata 3	
N	238,3	N	514,4	N	238,3
Mx	17,3	Mx	0	Mx	17,3
My	17,3	My	0	My	17,3
Dados Pilar 1		Dados Pilar 2		Dados Pilar 3	
bx	0,2	bx	0,2	bx	0,2
by	0,4	by	0,4	by	0,4

Sapata 4		Sapata 5		Sapata 6	
N	552	N	1306	N	552
Mx	28,3	Mx	0	Mx	28,3
My	28,3	My	0	My	28,3
Dados Pilar 4		Dados Pilar 5		Dados Pilar 6	
bx	0,4	bx	0,2	bx	0,4
by	0,2	by	0,4	by	0,2

Sapata 7		Sapata 8		Sapata 9	
N	552	N	1306	N	552
Mx	28,3	Mx	0	Mx	28,3
My	28,3	My	0	My	28,3
Dados Pilar 7		Dados Pilar 8		Dados Pilar 9	
bx	0,4	bx	0,2	bx	0,4
by	0,2	by	0,4	by	0,2

Sapata 10		Sapata 11		Sapata 12	
N	552	N	514,4	N	238,3
Mx	28,3	Mx	0	Mx	17,3
My	28,3	My	0	My	17,3
Dados Pilar 7		Dados Pilar 8		Dados Pilar 9	
bx	0,2	bx	0,2	bx	0,2
by	0,4	by	0,4	by	0,4

	Sapata Inicial	Sapata Final	Distancia	Direção
Lintel 1	1	2	4,9	X
Lintel 2	2	3	4,9	X
Lintel 3	1	4	5	Y
Lintel 4	2	5	5	Y
Lintel 5	3	6	5	Y
Lintel 6	4	5	5,1	X
Lintel 7	5	6	5,1	X
Lintel 8	4	7	4,6	Y
Lintel 9	5	8	5	Y
Lintel 10	6	9	4,6	Y
Lintel 11	7	8	5,1	X
Lintel 12	8	9	5,1	X
Lintel 13	7	10	5	Y
Lintel 14	8	11	5	Y
Lintel 15	9	12	5	Y
Lintel 16	10	11	4,9	X
Lintel 17	11	12	4,9	X

Figura 6.7 Dados das cargas e comprimento dos lintéis

No método 1, os valores admitidos, assumindo o desconhecimento das propriedades do terreno, foram: para o módulo de elasticidade 10 **MPa**; e para tensão de resistência do solo 250 **KPa**. De modo a não excluir em absoluto parâmetros como ângulo de atrito e coesão para o efeito foram considerados valores de 30° e 30 KPa em ambas as características.

O último pormenor importante do dimensionamento está relacionado com meio inserido da sapata, ou seja, para o caso do método 1 foi considerado um meio semi-indefinido e para o método 2 um meio rígido. No desconhecimento da profundidade do firme da fundação é importante considerar que o meio inserido é semi-indefinido, ao contrário do método 2 que tem a possibilidade de dimensionar uma fundação sabendo qual a profundidade do firme e tendo em consideração os resultados apresentados pelos ensaios geotécnicos. (**Figura 6.8**)

Factores correctivos	Meio inserido da sapata
<input checked="" type="checkbox"/> Nq/Nc/Ngama	<input type="checkbox"/> Semi-indefinido
<input checked="" type="checkbox"/> Sq/Sc/Sgama	<input checked="" type="checkbox"/> Fronteira rígida
<input checked="" type="checkbox"/> Iq/Ic/Igama	Dimensionamento Sapata isolada
<input checked="" type="checkbox"/> Bq/Bc/Bgama	
<input checked="" type="checkbox"/> Gq/Gc/Ggama	

Figura 6.8 Dados inseridos – Fronteira rígida

Os resultados do dimensionamento das sapatas podem ser obtidos depois de concluída a introdução de dados do terreno e cargas. Na página do programa “**Cálculo**”, além de vários dados complementares ao dimensionamento, apresenta-se a geometria de cada sapata existente assim como a tensão resistente. (**Figura 6.9**)

	A	B	C	D	E	F	G	H
2	Sapata 1			Sapata 2			Sapata 3	
3	Bx	By		Bx	By		Bx	By
4	1,47	1,47		1,93	1,93		1,47	1,47
5								
6	Classe do Aço			Classe do Aço			Classe do Aço	
7	A400			A400			A400	
8	Classe do Betão			Classe do Betão			Classe do Betão	
9	C25/30			C25/30			C25/30	
10	W	0,6		W	1,29		W	0,6
11	ex	0,07		ex	0		ex	0,07
12	exy	0,07		exy	0		exy	0,07
13	Verificação			Verificação			Verificação	
14	Tensão Referência	354,41		Tensão Referência	378,19		Tensão Referência	354,41
15	Tensão Resistente	400		Tensão Resistente	400		Tensão Resistente	400
16	Dimensionamento em altura			Dimensionamento em altura			Dimensionamento em altura	
17	H	0,32		H	0,43		H	0,32
18	d	0,27		d	0,38		d	0,27
19	Verificação			Verificação			Verificação	
20	Ved (Calculo			Ved (Calculo			Ved (Calculo	
21	Punçoamento)	293,65		Punçoamento)	26,56		Punçoamento)	293,65
22	Capacidade Última			Capacidade Última			Capacidade Última	
23	Qult	476,85		Qult	475,3		Qult	476,85
24								
25								

	J	K	L	M	N	O	P	Q
	Sapata 4			Sapata 5			Sapata 6	
	Bx	By		Bx	By		Bx	By
	2,07	2,07		3,01	3,01		2,07	2,07
	Classe do Aço			Classe do Aço			Classe do Aço	
	A400			A400			A400	
	Classe do Betão			Classe do Betão			Classe do Betão	
	C25/30			C25/30			C25/30	
	W	1,38		W	3,26		W	1,38
	ex	0,05		ex	0		ex	0,05
	exy	0,05		exy	0		exy	0,05
	Verificação			Verificação			Verificação	
	Tensão Referência	395,39		Tensão Referência	397,22		Tensão Referência	395,39
	Tensão Resistente	400		Tensão Resistente	400		Tensão Resistente	400
	Dimensionamento em altura			Dimensionamento em altura			Dimensionamento em altura	
	H	0,42		H	0,7		H	0,42
	d	0,37		d	0,65		d	0,37
	Verificação			Verificação			Verificação	
	Ved (Calculo			Ved (Calculo			Ved (Calculo	
	Punçoamento)	298,94		Punçoamento)	47,37		Punçoamento)	298,94
	Capacidade Última			Capacidade Última			Capacidade Última	
	Qult	484,1		Qult	401,27		Qult	484,1

S	T	U	V	W	X	Y	Z
Sapata 7			Sapata 8			Sapata 9	
Bx	By		Bx	By		Bx	By
2,07	2,07		1,93	1,93		1,47	1,47
Classe do Aço			Classe do Aço			Classe do Aço	
A400			A400			A400	
Classe do Betão			Classe do Betão			Classe do Betão	
C25/30			C25/30			C25/30	
W	1,38		W	1,29		W	0,6
ex	0,05		ex	0		ex	0,07
exy	0,05		exy	0		exy	0,07
Verificação			Verificação			Verificação	
Tensão Referênc	395,39		Tensão Referênc	378,19		Tensão Referênc	354,41
Tensão Resistênc	400		Tensão Resistênc	400		Tensão Resistênc	400
Dimensionamento em altura			Dimensionamento em altura			Dimensionamento em altura	
H	0,47		H	0,43		H	0,32
d	0,42		d	0,38		d	0,27
Verificação			Verificação			Verificação	
Ved (Calculo Punçoamento)	339,32		Ved (Calculo Punçoamento)	26,56		Ved (Calculo Punçoamento)	293,65
Capacidade Última			Capacidade Última			Capacidade Última	
Qult	462,87		Qult	475,3		Qult	476,85

S	T	U	V	W	X	Y	Z
Sapata 10			Sapata 11			Sapata 12	
Bx	By		Bx	By		Bx	By
2,07	2,07		1,93	1,93		1,47	1,47
Classe do Aço			Classe do Aço			Classe do Aço	
A400			A400			A400	
Classe do Betão			Classe do Betão			Classe do Betão	
C25/30			C25/30			C25/30	
W	1,38		W	1,29		W	0,6
ex	0,05		ex	0		ex	0,07
exy	0,05		exy	0		exy	0,07
Verificação			Verificação			Verificação	
Tensão Referênc	395,39		Tensão Referênc	378,19		Tensão Referênc	354,41
Tensão Resistênc	400		Tensão Resistênc	400		Tensão Resistênc	400
Dimensionamento em altura			Dimensionamento em altura			Dimensionamento em altura	
H	0,47		H	0,43		H	0,32
d	0,42		d	0,38		d	0,27
Verificação			Verificação			Verificação	
Ved (Calculo Punçoamento)	339,32		Ved (Calculo Punçoamento)	26,56		Ved (Calculo Punçoamento)	293,65
Capacidade Última			Capacidade Última			Capacidade Última	
Qult	462,87		Qult	475,3		Qult	476,85

Figura 6.9 – Dimensionamento de sapatas

A comparação dos resultados obtidos entre os dois métodos pode ser realizada através de valores genéricos de referência. No entanto, caso se pretenda, também é possível consultar com mais rigor e pormenor os parâmetros mais importantes, como por exemplo o assentamento de cada sapata inserida na folha inicial do *software*. (Figura 6.10)

Sapata 1		Sapata 2		Sapata 3	
Nsd	238,3	Nsd	514,4	Nsd	238,3
Bx	1,47	Bx	1,93	Bx	1,47
Módulo de Elasticidade	10000	Módulo de Elasticidade	10000	Módulo de Elasticidade	10000
Coefficiente de Poisson	0,2	Coefficiente de Poisson	0,2	Coefficiente de Poisson	0,2
Fator de Forma da Fundação	0,5	Fator de Forma da Fundação	0,5	Fator de Forma da Fundação	0,5
Assentamento Sapata	0,111233	Assentamento Sapata	0,226294848	Assentamento Sapata	0,111232993

Sapata 4		Sapata 5		Sapata 6	
Nsd	552	Nsd	1306	Nsd	552
Bx	2,07	Bx	3,01	Bx	2,07
Módulo de Elasticidade	10000	Módulo de Elasticidade	10000	Módulo de Elasticidade	10000
Coefficiente de Poisson	0,3	Coefficiente de Poisson	0,3	Coefficiente de Poisson	0,3
Fator de Forma da Fundação	0,5	Fator de Forma da Fundação	0,5	Fator de Forma da Fundação	0,5
Assentamento Sapata	0,1389384	Assentamento Sapata	0,3287202	Assentamento Sapata	0,138938

Sapata 7		Sapata 8		Sapata 9	
Nsd	552	Nsd	514,4	Nsd	238,3
Bx	2,07	Bx	1,93	Bx	1,47
Módulo de Elasticidade	10000	Módulo de Elasticidade	10000	Módulo de Elasticidade	10000
Coefficiente de Poisson	0,2	Coefficiente de Poisson	0,2	Coefficiente de Poisson	0,2
Fator de Forma da Fundação	0,5	Fator de Forma da Fundação	0,5	Fator de Forma da Fundação	0,5
Assentamento Sapata	0,1281744	Assentamento Sapata	0,11944368	Assentamento Sapata	0,05533326

Sapata 10		Sapata 11		Sapata 12	
Nsd	552	Nsd	514,4	Nsd	238,3
Bx	2,07	Bx	1,93	Bx	1,47
Módulo de Elasticidade	10000	Módulo de Elasticidade	10000	Módulo de Elasticidade	10000
Coefficiente de Poisson	0,2	Coefficiente de Poisson	0,2	Coefficiente de Poisson	0,2
Fator de Forma da Fundação	0,5	Fator de Forma da Fundação	0,5	Fator de Forma da Fundação	0,5
Assentamento Sapata	0,1902744	Assentamento Sapata	0,17731368	Assentamento Sapata	0,08214201

Figura 6.10 Assentamento de sapatas

A figura acima representa o *layout* da página onde se calcula o assentamento e que permite consultar: o *coeficiente de poisson* considerado; fator de forma; e os esforços axiais associados a cada sapata. Além disso em função da profundidade definida anteriormente na introdução de dados é possível analisar o assentamento da sapata em causa em intervalos relativamente curtos de profundidade de um metro.

Além do assentamento final determinado ao longo da estratificação, todos os resultados referentes ao assentamento em função da profundidade podem ser consultados.

Para o método 1, tal como foi já referido anteriormente, o processo de introdução de dados é substancialmente diferente. Partindo do princípio que não existem ensaios geotécnicos os dados inseridos serão considerados em função de parâmetros gerais, assumindo uma maior incerteza do que a considerada no método 2 (**Figura 6.11**).

Estratificação			
Sapata 1	Genérico	Trd	250
Sapata 2		Coesão	30
Sapata 3		Ângulo de Atrito	30
Sapata 4		Módulo de Elasticidade	0
Sapata 5		Sigma	0
Sapata 6		Beta	0
Sapata 7		Profundidade	7,5
Sapata 8		Coeficiente de Poisson	0,4
Sapata 9			

Figura 6.11 Dados inseridos método 1

Em relação ao dimensionamento das sapatas de fundação, a metodologia de cálculo aplicada no método 1 é idêntica à aplicada no método 2. Os resultados do dimensionamento podem ser analisados assim como indica a **Figura 6.12**.

Sapata 1		Sapata 2		Sapata 3		Sapata 4	
Bx	By	Bx	By	Bx	By	Bx	By
2,69	2,69	3,89	3,89	2,69	2,69	2,69	2,69
Classe do Aço		Classe do Aço		Classe do Aço		Classe do Aço	
A400		A400		A400		A400	
Classe do Betão		Classe do Betão		Classe do Betão		Classe do Betão	
C25/30		C25/30		C25/30		C25/30	
W	2,21	W	5,22	W	2,21	W	2,21
ex	0,05	ex	0	ex	0,05	ex	0,05
exy	0,05	exy	0	exy	0,05	exy	0,05
Verificação		Verificação		Verificação		Verificação	
Tensão Referê	235,92	Tensão Referê	237,88	Tensão Refe	235,92	Tensão Referê	235,92
Tensão Resist	250	Tensão Resistê	250	Tensão Resi	250	Tensão Resist	250
Dimensionamento em altura		Dimensionamento em altura		Dimensionamento em altura		Dimensionamento em altura	
H	0,57	H	0,87	H	0,57	H	0,57
d	0,52	d	0,82	d	0,52	d	0,52
Verificação		Verificação		Verificação		Verificação	
Ved (Calculo Punçoament	130,01	Ved (Calculo Punçoamento)	35,91	Ved (Calculo Punçoament	130,01	Ved (Calculo Punçoament	130,01
Capacidade Última		Capacidade Última		Capacidade Última		Capacidade Última	
Qult	345,42	Qult	297,93	Qult	345,42	Qult	345,42

Sapata 5		Sapata 6		Sapata 7		Sapata 8	
Bx	By	Bx	By	Bx	By	Bx	By
3,89	3,89	2,69	2,69	2,69	2,69	2,43	2,43
Classe do Aço		Classe do Aço		Classe do Aço		Classe do Aço	
A400		A400		A400		A400	
Classe do Betão		Classe do Betão		Classe do Betão		Classe do Betão	
C25/30		C25/30		C25/30		C25/30	
W	5,22	W	2,21	W	2,21	W	2,06
ex	0	ex	0,05	ex	0,05	ex	0
exy	0	exy	0,05	exy	0,05	exy	0
Verificação		Verificação		Verificação		Verificação	
Tensão Referê	237,88	Tensão Referê	235,92	Tensão Refe	235,92	Tensão Referê	238,69
Tensão Resistê	250	Tensão Resis	250	Tensão Resi	250	Tensão Resi	250
Dimensionamento em altura		Dimensionamento em altura		Dimensionamento em altura		Dimensionamento em altura	
H	0,92	H	0,57	H	0,62	H	0,56
d	0,87	d	0,52	d	0,57	d	0,51
Verificação		Verificação		Verificação		Verificação	
Ved (Calculo Punçoamento)	38,08	Ved (Calculo Punçoament	130,01	Ved (Calculo Punçoament	142,37	Ved (Calculo Punçoament	22,32
Capacidade Última		Capacidade Última		Capacidade Última		Capacidade Última	
Qult	297,93	Qult	345,42	Qult	345,42	Qult	343,75

Sapata 9		Sapata 10		Sapata 11		Sapata 12	
Bx	By	Bx	By	Bx	By	Bx	By
2,69	2,69	2,69	2,69	2,43	2,43	1,78	1,78
Classe do Aço		Classe do Aço		Classe do Aço		Classe do Aço	
A400		A400		A400		A400	
Classe do Betão		Classe do Betão		Classe do Betão		Classe do Betão	
C25/30		C25/30		C25/30		C25/30	
W	2,21	W	2,21	W	2,06	W	0,95
ex	0,05	ex	0,05	ex	0	ex	0,07
exy	0,05	exy	0,05	exy	0	exy	0,07
Verificação		Verificação		Verificação		Verificação	
Tensão Referê	235,92	Tensão Refe	235,92	Tensão Refe	238,69	Tensão Referê	243,33
Tensão Resis	250	Tensão Resi	250	Tensão Resi	250	Tensão Resistê	250
Dimensionamento em altura		Dimensionamento em altura		Dimensionamento em a		Dimensionamento em altura	
H	0,62	H	0,62	H	0,56	H	0,39
d	0,57	d	0,57	d	0,51	d	0,34
Verificação		Verificação		Verificação		Verificação	
Ved (Calculo Punçoament	142,37	Ved (Calculo Punçoament	142,37	Ved (Calculo Punçoament	22,32	Ved (Calculo Punçoamento)	155,01
Capacidade Última		Capacidade Última		Capacidade Última		Capacidade Última	
Qult	345,42	Qult	345,42	Qult	343,75	Qult	436,36

Figura 6.12 Dimensionamento de fundações

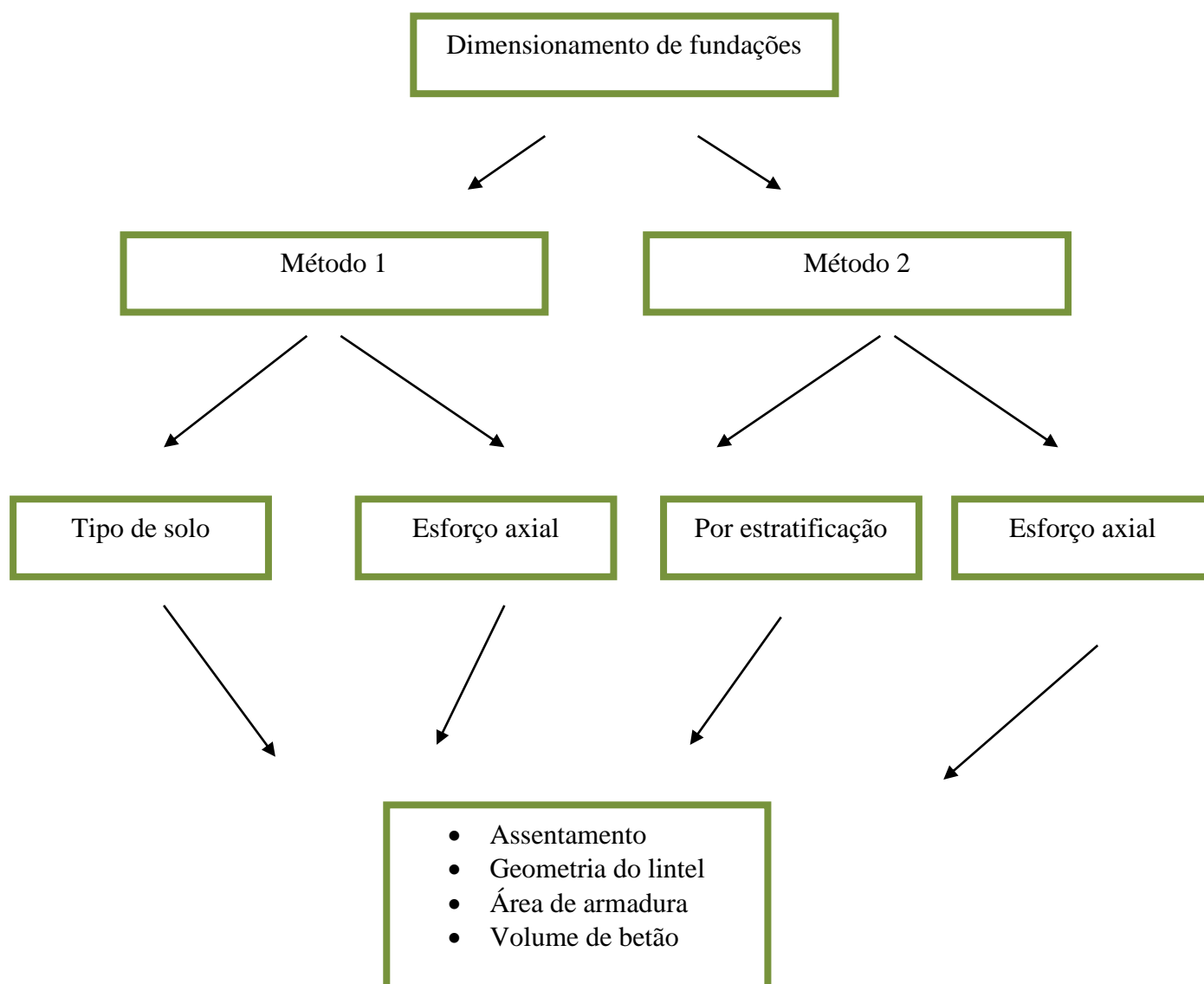
Por fim, os resultados do dimensionamento podem ser analisados e comparados, principalmente, por observação de dois parâmetros: valores do assentamento e volume final de betão.

Através da tabela simplificada é possível comparar o assentamento entre sapatas do mesmo método e também entre métodos diferentes. (**Figura 6.13**)

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Lintel	Método 1	5,1	5,1	5,1	4,6	4,6	5,1	5,1	5,1	5	5	5,1	5,1
Altura Lintel Cálculo		0,11	0,08	0,08	0,16	0,12	0,16	0,08	0,08	0,11	0,11	0,06	0,09
Altura Lintel Construtivo		0,57	0,57	0,57	0,87	0,57	0,57	0,57	0,57	0,56	0,56	0,39	0,39
Volume Betão		0,58	0,58	1,16	0,8	0,52	1,16	0,58	0,58	0,56	1,12	0,4	0,8
Área Armadura		24,19	24,19	48,39	36,93	24,19	48,39	24,19	24,19	23,77	47,54	16,55	33,11
Volume Cálculo		0,1122	0,0816	0,163	0,147	0,1104	0,326	0,0816	0,082	0,11	0,22	0,061	0,1836
Volume Final		0,58	0,58	1,16	0,8	0,52	1,16	0,58	0,58	0,56	1,12	0,4	0,8
Assentamento		0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Lintel	E. Axial	5,1	5,1	5,1	4,6	4,6	5,1	5,1	5,1	5	5	5,1	5,1
Altura Lintel Cálculo		1,46	1,46	0	0	1,39	0	1,46	0	1,48	0,23	0,94	0,62
Altura Lintel Construtivo		0,57	0,57	0,57	0,87	0,57	0,57	0,57	0,57	0,56	0,56	0,39	0,39
Volume Betão		0,58	0,58	1,16	0,8	0,52	1,16	0,58	0,58	0,56	1,12	0,4	0,8
Área Armadura		24,19	24,19	48,39	36,93	24,19	48,39	24,19	24,19	23,77	47,54	16,55	33,11
Volume Cálculo		1,4892	1,4892	0	0	1,2788	0	1,4892	0	1,48	0,46	0,959	1,2648
Volume Final		1,4892	1,4892	1,16	0,8	1,2788	1,16	1,4892	0,58	1,48	1,12	0,959	1,2648
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Lintel	Método 1	5,1	5,1	5,1	4,6	4,6	5,1	5,1	5,1	5	5	5,1	5,1
Altura Lintel Cálculo		0,05	0,06	0,06	0,09	0,06	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,03	0,04
Altura Lintel Construtivo		0,57	0,62	0,57	0,92	0,57	0,62	0,62	0,57	0,56	0,56	0,39	0,39
Volume Betão		0,58	1,26	1,16	0,85	0,52	0,63	1,26	0,58	0,56	1,12	0,4	0,8
Área Armadura		24,19	52,63	48,39	39,05	24,19	26,31	52,63	24,19	23,77	47,54	16,55	33,11
Volume Cálculo		0,051	0,1224	0,122	0,083	0,0552	0,061	0,1224	0,061	0,05	0,1	0,031	0,0816
Volume Final		0,58	1,26	1,16	0,85	0,52	0,63	1,26	0,58	0,56	1,12	0,4	0,8
Assentamento		0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Lintel	E. Axial	5,1	5,1	5,1	4,6	4,6	5,1	5,1	5,1	5	5	5,1	5,1
Altura Lintel Cálculo		1,46	1,03	0	0	1,39	0	1,03	0	1,48	0,23	0,94	0,62
Altura Lintel Construtivo		0,57	0,62	0,57	0,92	0,57	0,62	0,62	0,57	0,56	0,56	0,39	0,39
Volume Betão		0,58	1,26	1,16	0,85	0,52	0,63	1,26	0,58	0,56	1,12	0,4	0,8
Área Armadura		24,19	52,63	48,39	39,05	24,19	26,31	52,63	24,19	23,77	47,54	16,55	33,11
Volume Cálculo		1,4892	2,1012	0	0	1,2788	0	2,1012	0	1,48	0,46	0,959	1,2648
Volume Final		1,4892	2,1012	1,16	0,85	1,2788	0,63	2,1012	0,58	1,48	1,12	0,959	1,2648
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Lintel	Método 2	5,1	5,1	5,1	4,6	4,6	5,1	5,1	5,1	5	5	5,1	5,1
Altura Lintel Cálculo		0,05	0,14	0,14	0,07	0,05	0,04	0,14	0,14	0,17	0,04	0,1	0,17
Altura Lintel Construtivo		0,42	0,42	0,42	0,65	0,42	0,42	0,42	0,42	0,43	0,43	0,32	0,32
Volume Betão		0,43	0,43	0,86	0,6	0,39	0,86	0,43	0,43	0,43	0,86	0,33	0,65
Área Armadura		17,83	17,83	35,65	27,59	17,83	35,65	17,83	17,83	18,25	36,5	13,58	27,16
Volume Cálculo		0,051	0,1428	0,2856	0,0644	0,046	0,0816	0,1428	0,1428	0,17	0,08	0,102	0,3468
Volume Final		0,43	0,43	0,86	0,6	0,39	0,86	0,43	0,43	0,43	0,86	0,33	0,65
Assentamento		0,032872	0,577335	0,013894	0,032872	0,030325	0,013894	0,577335	0,019027	0,415295	0,019027	0,359139	0,536742
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Lintel	E. Axial	5,1	5,1	5,1	4,6	4,6	5,1	5,1	5,1	5	5	5,1	5,1
Altura Lintel Cálculo		1,46	1,46	0	0	1,39	0	1,46	0	1,48	0,23	0,94	0,62
Altura Lintel Construtivo		0,42	0,42	0,42	0,65	0,42	0,42	0,42	0,42	0,43	0,43	0,32	0,32
Volume Betão		0,43	0,43	0,86	0,6	0,39	0,86	0,43	0,43	0,43	0,86	0,33	0,65
Área Armadura		17,83	17,83	35,65	27,59	17,83	35,65	17,83	17,83	18,25	36,5	13,58	27,16
Volume Cálculo		1,4892	1,4892	0	0	1,2788	0	1,4892	0	1,48	0,46	0,9588	1,2648
Volume Final		1,4892	1,4892	0,86	0,6	1,2788	0,86	1,4892	0,43	1,48	0,86	0,9588	1,2648
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Lintel	Método 2	4,9	4,9	4,9	5	5	4,9	4,9	4,9	4,6	4,6	4,9	4,9
Altura Lintel Cálculo		0,04	0,12	0,12	0,03	0,05	0,02	0,14	0,14	0,23	0,03	0,13	0,18
Altura Lintel Construtivo		0,32	0,32	0,32	0,43	0,42	0,32	0,42	0,42	0,43	0,43	0,32	0,32
Volume Betão		0,63	0,63	0,31	0,43	0,42	0,31	0,41	0,41	0,4	0,79	0,31	0,63
Área Armadura		27,16	27,16	13,58	18,25	17,83	13,58	17,83	17,83	18,25	36,5	13,58	27,16
Volume Cálculo		0,0784	0,2352	0,1176	0,03	0,05	0,0196	0,1372	0,1372	0,2116	0,0552	0,1274	0,3528
Volume Final		0,63	0,63	0,31	0,43	0,42	0,31	0,41	0,41	0,4	0,79	0,31	0,63
Assentamento		0,022629	0,50846	0,013894	0,032872	0,032872	0,013894	0,577335	0,013894	0,63664	0,012817	0,601742	0,536742
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Lintel	E. Axial	4,9	4,9	4,9	5	5	4,9	4,9	4,9	4,6	4,6	4,9	4,9
Altura Lintel Cálculo		0,61	0,61	0,92	1,48	1,45	0,92	1,43	0	1,42	0,22	0,92	0,61
Altura Lintel Construtivo		0,32	0,32	0,32	0,43	0,42	0,32	0,42	0,42	0,43	0,43	0,32	0,32
Volume Betão		0,63	0,63	0,31	0,43	0,42	0,31	0,41	0,41	0,4	0,79	0,31	0,63
Área Armadura		27,16	27,16	13,58	18,25	17,83	13,58	17,83	17,83	18,25	36,5	13,58	27,16
Volume Cálculo		1,1956	1,1956	0,9016	1,48	1,45	0,9016	1,4014	0	1,3064	0,4048	0,9016	1,1956
Volume Final		1,1956	1,1956	0,9016	1,48	1,45	0,9016	1,4014	0,41	1,3064	0,79	0,9016	1,1956

Figura 6.13 Análise de resultados

O esquema comparativo de cálculo associa vários tipos de dimensionamento:



Comparando os métodos, é possível afirmar que, quando é possível realizar ensaios no terreno, apesar dos custos associados, a quantidade de equipamentos, mão-de-obra e materiais utilizados é notoriamente mais baixa. Para além disso, deve ainda ser realçado que a segurança atribuída à estrutura permite precaver danos a curto e a longo prazo, como assentamentos diferenciais que consequentemente levam a comprometer o desempenho e estabilidade da estrutura.

Além da estabilidade e rentabilidade económica garantida pelo método 2, em determinadas situações, a utilização de apenas um tipo de solo pode levar a um sub-dimensionamento das fundações. Isto acontece porque o terreno em estudo nunca será totalmente homogéneo, constante em profundidade e a deformabilidade do terreno pode apresentar diferenças ao longo da profundidade da estratificação sendo possível cometer erros de dimensionamento que levem ao assentamento inesperado das fundações. A deformabilidade é um dos parâmetros que é menosprezado quando se utiliza o método. Para acrescentar, ainda se parte do princípio que a majoração das características admitidas no terreno, utilizada como margem de segurança, nem sempre garantem a segurança. Uma das principais diferenças entre métodos realça esse aspeto, a deformabilidade do solo é um dilema difícil de contornar. Quando se desconhecem as características do terreno de fundação e se opta, teoricamente, pela consideração de fatores de segurança aplicados às características do terreno, curiosamente, posteriormente pode verificar-se que resultou num sub-dimensionamento.

O assentamento diferencial é parte importante a ser considerada no cálculo de estruturas e aliado a esse princípio podemos garantir condições de estabilidade à estrutura e à sua envolvente.

Em relação à comparação do dimensionamento de fundações do *software* desenvolvido e o que foi realizado em obra, em função do projeto de estruturas, as diferenças encontradas são mínimas em relação à rentabilidade de aplicação de materiais.

Visto que no *software* desenvolvido de dimensionamento de fundações foram consideradas sapatas isoladas com lintel de fundação e no projeto de estruturas do edifício sustentável foi usado um ensoleiramento, prova que adotando fundações de diferentes tipos principalmente quando existem ensaios geotécnicos pode acontecer que ambas as opções conduzam a soluções satisfatórias.

A ideia de menosprezar os ensaios geotécnicos, admitindo tornar-se economicamente favorável a curto prazo quando os problemas estruturais ainda não dão sinais de existirem. A longo prazo, além dos custos associados às quantidades de betão, de armaduras e de mão-de-obra utilizada, acrescentam-se também as anomalias não estruturais que podem comprometer a utilização da estrutura.

7. Conclusões

A presente dissertação permitiu um estudo exaustivo e elaborado sobre fundações superficiais e todas as condições que influenciam o seu dimensionamento.

Como atualmente existem programas de engenharia civil de modelação, planeamento e cálculo de edifícios mas que ainda não foram muito explorados no que diz respeito às fundações superficiais, foi gratificante ter contribuído com alguns recursos que podem vir a ser disponibilizados nas metodologias BIM, em particular no *revit BIM*. Sem dúvida que este programa precisa de mais atenção por parte da engenharia civil, em especial quando o assunto abordado são as fundações superficiais.

Os dimensionamentos realizados permitiram concluir que o dimensionamento de fundações não deve ser realizado partindo de pouca informação e quando ela existir devem ser considerando todos os parâmetros de segurança para não surgirem problemas futuros, por exemplo ao nível dos assentamentos.

A incerteza no dimensionamento atualmente é a base para a justificação dos erros encontrados no sobredimensionamento de fundações. Mas se toda a informação disponível for recolhida, assim como os exemplos de aplicabilidade prática que fornecem parâmetros intermédios de orientação forem seguidos, os problemas podem ser bastante reduzidos.

Como algumas características importantes e que se encontram no programa desenvolvido não estão discriminadas nos ensaios geotécnicos, tornou-se fundamental aplicar a teoria estudada no caso de estudo de uma forma muitas vezes subjetiva pois a análise de fundações nunca será uma certeza mas sim, em função do estudo realizado, uma redução da incerteza.

7.1. Principais conclusões

Com a realização desta dissertação concluiu-se que todos os parâmetros que influenciam a definição de um terreno e sua estratificação não são de fácil determinação pelo que o desenvolvimento de uma caracterização matemática dos coeficientes parciais que permitem uma definição mais específica e exata é a solução mais viável para a sua caracterização. Dada a complexidade do problema de determinação dos coeficientes parciais, uma vez que os valores para análise são normalmente resultado de conclusões retiradas de

ensaio em modelos físicos de escala reduzida ou de análise muito simplificadas, conclui-se que os coeficientes parciais têm uma influência determinante na capacidade de carga.

Devido ao processo sistemático de dimensionamento de fundações concluiu-se que apenas alguns parâmetros são determinantes para dimensionamento, sendo eles o ângulo de atrito que tem uma influência enorme nos coeficientes parciais que influencia a capacidade de carga do solo.

Através dos métodos desenvolvidos em *visual basic*, determinar e analisar o assentamento de fundações pelo método do esforço axial não torna os resultados credíveis sendo que a realização desse processo no programa apenas serviu para essa confirmação.

No caso de estruturas com esforços axiais e momentos fletores de pequena intensidade é possível afirmar que a diferença encontrada no dimensionamento de fundações em relação à existência ou não de ensaios geotécnicos não é muito grande. De um lado sem ensaios geotécnicos, a tendência será sempre a majoração da tensão resistente tentando garantir a segurança da estrutura e por outro lado com a existência de ensaios geotécnicos mesmo que a tensão resistente seja relativamente menor acaba se sempre por admitir parâmetros que normalmente não são considerados e que levam à majoração das fundações.

Em suma, quanto maior for a carga que as estruturas descarregam no solo maior é a probabilidade de se cometerem erros sem a realização de ensaios geotécnicos. Com a existência de ensaios geotécnicos é possível maximizar a economia na construção e eventuais problemas relacionados com o assentamento de fundações que possam surgir futuramente.

7.2. Objetivos cumpridos

Os objetivos cumpridos na dissertação englobam todos os fatores que influenciam a caracterização das fundações. Desde a possibilidade de definir um terreno no *revit* até ao ponto de o poder estratificar e definir todos os seus parâmetros.

Os dimensionamentos realizados através do *Excel*, mais concretamente *visual basic*, é considerado objetivo cumprido pelo facto de terem sido determinadas várias opções de dimensionamento (método 1 e método 2) obtendo uma versão final, que através de uma análise comparativa é possível escolher a mais rentável.

O cálculo da deformação do terreno, com o objetivo de reduzir os erros e maximizar o dimensionamento dos lintéis é mais um dos objetivos cumpridos.

Em relação ao BIM foram isolados parcialmente os parâmetros geométricos para a aplicação do *software* desenvolvido assim como em relação à geotécnica, no seu geral, foi feito um trabalho de síntese das características gerais do terreno que nos permitem de uma forma simplista adotar valores de pré-dimensionamento e dimensionamento para sapatas isoladas e sapatas isoladas com lintel de fundação.

Por fim, outro objetivo cumprido no *visual basic* além de ser possível realizar o dimensionamento de fundações após serem conhecidas as especificações de deformação também é possível calcular o assentamento de fundações.

7.3. Desenvolvimentos futuros

O tempo disponível para realizar a dissertação não permitiu abranger todos os objetivos inicialmente definidos. Como desenvolvimentos futuros seria interessante, ainda no contexto das fundações superficiais, incluir o dimensionamento de ensoleiramentos na análise de resultados.

Além disso, expandir o campo de análise para as fundações profundas (poços e estacas), seria também uma abordagem muito positiva que permitiria um estudo mais completo em relação ao limite executável de fundações superficiais adotando se assim fosse rentável as profundas.

Para terminar, a aplicação **BIM**, apesar de ter sido abordada na dissertação, devido ao largo campo de investigação realizado não permitiu que ficasse em primeiro plano do estudo. Será importante associar o **BIM** de uma forma mais completa ao trabalho desenvolvido para conseguir uma relação de gestão, economia e eficiência no dimensionamento e execução das fundações e conseguir uma solução para a exportação de dados do programa elaborado para o **BIM**.

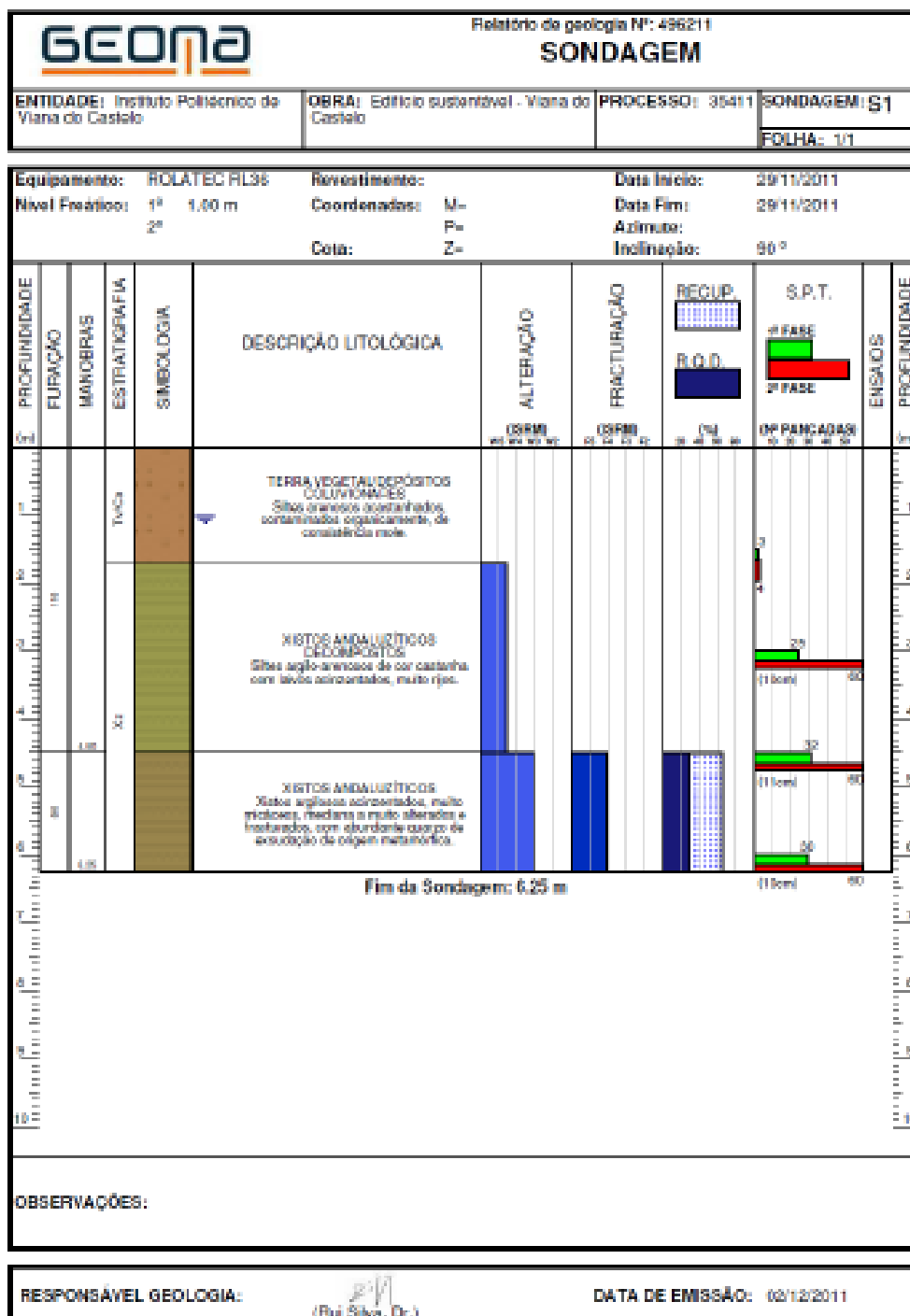
Referências

- [1] Alves de Souza L, Amorim S, Lyrio A. Impactos do uso do Bim em escritórios de arquitectura: Oportunidades no mercado imobiliário 2009.
- [2] S MB. History of BIM. Architecture Research Lab.
- [3] TEC Ae. Arquitectura e Tecnologia.
- [4] CAD BD. Info on BIM, CAD & 3D software for architects and students.
- [5] Sevilha AR. Archicad ou Revit? Construir. 2008.
- [6] Monteiro A, Martins JP. Building Information Modeling (BIM) - teoria e aplicação. INTERNATIONAL CONFERENCE ON ENGINEERING UBI20112011. p. 10.
- [7] Ferraz M, Morais R. O conceito BIM e a especificação IFC na indústria da construção e em particular na indústria de pré-fabricação em betão. Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL. Porto2012. p. 9.
- [8] A.D.) JR. Tecnologia BIM para Projetos em Computação Gráfica.
- [9] Sotelino E. BIM: Novas Tecnologias e Metodologias na Engenharia. 2013. p. 17.
- [10] Lima CC. Revit BIM. 2011.
- [11] Oliveira LCCFd. CARACTERÍSTICAS E PARTICULARIDADES DAS FERRAMENTAS BIM: REFLEXOS DA IMPLANTAÇÃO RECENTE EM ESCRITÓRIOS DE ARQUITETURA. 2011.
- [12] VIECILI C. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO DE IJUÍ A PARTIR DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO. 2003:76.
- [13] ROSÁRIO JPS. DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS SUJEITAS A ESFORÇOS VERTICAIS, A PARTIR DA INTERACÇÃO MACIÇO-ESTACA 2009.
- [14] fernandes MdM. Mecanica dos solos- Conceitos e principios gerais2011.
- [15] Bastos C. Mecanica dos solos- Prospeccão geotecnia do subsolo.
- [16] ABRANTES ACLS. PROBLEMAS DE CONSOLIDAÇÃO NA CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES 2008.
- [17] Machado SL. MECÂNICA DOS SOLOS I Conceitos introdutórios. p. 7.
- [18] Gomes A. Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas.11.
- [19] Lopes A, Brito Jd. Fundações directas correntes. Instituto Superior Técnico. p. 48.
- [20] Lança P. Processos de construção - Fundações.
- [21] Delalibera RG. Projeto, Dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto Armado. p. 12.
- [22] BASTOS PSDS. Sapatas de fundação. 2012. p. 6.
- [23] Engenheiros C. In: Cype, editor.
- [24] LOPES PM. FUNDAÇÕES POR ENSOLEIRAMENTO GERAL EM MACIÇOS TERROSOS - Modelação usando Modelo de Estados Críticos: Faculdade da Engenharia da Universidade do Porto; 2010.

- [25] MArtins FF. Dimensionamento de fundações superficiais recorrendo ao Eurocódigo 7. Universidade do Minho. p. 6.
- [26] Cardoso AFC. DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA DE CÁLCULO DE SAPATAS DE BETÃO ARMADO Universidade de Aveiro; 2011.
- [27] Alva GMS. Projecto estrutural de sapatas. Departamento de Estruturas e Construção Civil 2007. p. 39.
- [28] Faustino GT. Segurança estrutural em geotecnia através de métodos de base probabilística: Universidade Nova de Lisboa; 2013.
- [29] Sanchez PF, Boszczowski RB, Lacerda LAd, Loyola RD. Estudo da Viabilidade do Uso do Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL) para Projetos de Fundações de Linhas de Transmissão em Solos do Estado do Paraná. ENGENHARIA GEOTÉCNICA PARA O DESENVOLVIMENTO, INOVAÇÃO E SUSTENTABILIDADE. 2010:8.
- [30] Dias JA. Analise granulométrica. A ANÁLISE SEDIMENTAR E O CONHECIMENTOS DOS SISTEMAS MARINHOS. 2004:29.
- [31] Leocav. ENGENHARIA CIVIL NOTURNO MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO. RELATÓRIO DO LABORATÓRIO-Ensaio Abrasão Los Angeles 2013.
- [32] Abrasão Los Angeles. Abrasão “Los Angeles” de agregado.
- [33] Al-Harthi AA. MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO II AGREGADOS. SEÇÃO DE ENSINO DE ENGENHARIA DE FORTIFICAÇÃO E CONSTRUÇÃO 2001.
- [34] Sayão A, Sierra AC, Santos P. Reforço de solos. 163.
- [35] solos LMd. Limites de liquidez e plasticidade. p. 2.
- [36] Tecnico IS. ENSAIO TRIAXIAL. 10.
- [37] Silva APd. Textura do solo. Atributos físicos e químicos do solo. p. 12.
- [38] Greco JAS. Solos – Conceitos e Ensaio da Mecânica dos Solos Classificação dos Solos para Fins Rodoviários. SOLOS – Conceitos e Ensaio da Mecânica dos Solos. p. 19.
- [39] Cortez N, Abreu MM. Solo -A pele da terra. Ano internacional do Planeta Terra.
- [40] CATARINO BFDSPR. ESTUDO DA INTERACÇÃO SOLO – ESTRUTURA NUM EDIFÍCIO CORRENTE 2009.
- [41] Novais H, Lamas LN, Qiang S, Sai LH, Kong AP, Costa FMd. Guia de dimensionamento de fundações. Governo de Macau. p. 149.

Anexos

Anexo I




Anexo II

51




Anexo III

		Relatório de geologia Nº 497211 SONDAGEM	
ENTIDADE: Instituto Politécnico de Viana do Castelo		OBRA: Edifício sustentável - Viana do Castelo	
		PROCESSO: 35411	
		SONDAGEM: S2	
		FOLHA: 1/1	
Equipamento: ROLATEC RL36		Revestimento:	
Nível Freático: 1ª 1.50 m 2ª		Coordenadas: M= P= Z=	
		Data Início: 29/11/2011 Data Fim: 29/11/2011 Azimute: Inclinação: 90°	

PROFUNDIDADE FURAÇÃO (m)	MANOBRAS	ESTRATIGRAFIA	SIMBOLOGIA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	ALTERAÇÃO (GRM) V1 V2 V3 V4 V5	FRACTURAÇÃO (GRM) C1 C2 C3 C4	RECUP. R.O.D. (%) 20 40 60 80	S.P.T. 1ª FASE 2ª FASE (Nº PANCADAS) 10 20 30 40 50	ENSAIOS	PROFUNDIDADE (m)
0				TERREJA VEGETAL/DEPOSTOS COLUVIONARES Siltes amarelos de tons acastanhados molles, estando alguns contaminados orgânicos com raízes e restos vegetais no horizonte superior.						0
1.50				XISTOS ANDALUZÍTICOS DECOMPOSTOS Siltes mistos, amarelos, de tons castanhos acastanhados, de consistência dura a muito dura.						1.50
3.00				XISTOS ANDALUZÍTICOS Xistos médios acastanhados, pouco a moderadamente alterados, com abundante quartzo de encaixe.						3.00
7.50				Fim da Sondagem: 7.50 m						
10										10

OBSERVAÇÕES:

RESPONSÁVEL GEOLOGIA:  (Rui Silva, Dr.)

DATA DE EMISSÃO: 02/12/2011

Anexo IV



Anexo V

ENTIDADE:		OBRA:		PROCESSO:		SONDAGEM:				
Instituto Politécnico de Viana do Castelo		Edifício sustentável - Viana do Castelo		35411		S3				
						FOLHA: 1/1				
Equipamento:		Revestimento:		Data Início:		29/11/2011				
Nível Freático:		Coordenadas:		Data Fim:		29/11/2011				
1ª 1.60 m		M=		Azimute:						
2ª		P=		Inclinação:		90°				
		Cota:		Z=						
PROFUNDIDADE FUNDAÇÃO	MANCORAS	ESTRATIGRAFIA	SIMBOLOGIA	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	ALTERAÇÃO	FRACTURAÇÃO	RECUR. B.O.D.	S.P.T. 1ª FASE 2ª FASE	ENSAIOS	PROFUNDIDADE
(m)					(SRM) M1 M2 M3 M4	(SRM) C1 C2 C3 C4	(%) G1 G2 G3 G4	(Nº PANCADAS) N1 N2 N3 N4 N5 N6 N7 N8 N9 N10		(cm)
1		Tm/Dg		TERRA VEGETAL/DEPÓSITOS COLUVIONÁRIOS Siltes arenosos acastanhados, de consistência mole a areiação, com fragmentos orgânicos generalizada.				3		1
2								4		2
3		XZ		XISTOS ANDALUZÍTICOS DECOMPOSTOS Siltes argilosos micáceos, de cor acinzentada, de consistência mediana.				5		3
4								6		4
5								7		5
6								8		6
7								9		7
8								10		8
9								11		9
10								12		10
Fim da Sondagem: 6.04 m										(4cm)
OBSERVAÇÕES: Sondagem com tubo piezométrico instalada.										
RESPONSÁVEL GEOLOGIA: DATA DE EMISSÃO: 02/12/2011										